Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO L1

PENSILINE AIR-SIDE
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE Raggruppamento Temporaneo di Professionisti	Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola Geologia: dott. Emanuele. Fresia Progettazione idraulica: ing. A. Cacciatori Project Manager: ing. Emanuela Perina CSP: arch. Elisabeth Foroni	Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti Progettazione Specialistica Impianti: ing. M. Bergami ing. D. Togni ing. E. Facchinetti
Direttore tecnico: Ing. Aeronaut. Carlos Berenguer López Responsabile sistemi di trasporto: Ing. Pedro Tena Calderón	Direttore tecnico: arch. E. Valle Progettazione architettonica: arch. Maria Camilla Valle arch. Leonardo Giovannozzi	Direttore tecnico e progettazione strutturale: ing. Gianluca Vallerini Coordinatore progettazione strutture: ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Discip	Tipo	Num	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	L1	06	STR	RE	01	C	--	A	FEBBRAIO 2025	Emissione
								B	MAGGIO 2025	Recepimento indicazioni Ente di Verifica
								C	GIUGNO 2025	Recepimento indicazioni Ente di Verifica
								D		
NOME FILE	AI015P-E-L1-06-STR-RE-01-C							REDAZIONE		Ing. M. Pagnozzi

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**

INTERVENTO FACENTE PARTE DEL Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Ferdinando Saracco	IL POST HOLDER DI AREA: OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco

Approvazione **ENAC**:

INDICE

1. PREMESSA 5
1.1. Descrizione della struttura 6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7
3. MATERIALI 8
3.1. Cemento Armato 8
3.1.1. Classe di esposizione e copriferro minimo 8
3.1.2. Pali di fondazione 14
3.1.3. Travi di fondazione 14
3.2. Acciaio per carpenteria metallica 15
3.2.1. Classe di esecuzione per opere in carpenteria metallica 15
3.2.2. Strutture in elevazione 16
3.2.3. Elementi di collegamento 17
3.3. Legno 18
3.3.1. Classe di servizio per le strutture lignee 18
3.3.2. Tavolato 18
3.3.3. Travi di copertura 19
4. IPOTESI DI CALCOLO 20
4.1. Vita nominale di progetto 20
4.2. Classe d'uso 20
4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica 20
4.4. Limiti di deformazione verticale 21
4.5. Resistenze di progetto per strutture in legno 22
5. AZIONI VARIABILI SULLE STRUTTURE 24
5.1. Azione della neve 24
5.2. Azione del vento 26
5.3. Azione del sisma 27
5.4. Azione della temperatura 29
5.5. Combinazioni delle azioni 30
5.6. Classi di durata dei carichi 32
6. ANALISI DEI CARICHI 33
6.1. Pesi permanenti strutturali 33
6.2. Pesi permanenti non strutturali 33
6.3. Sovraccarichi 33
6.4. Carichi solaio di superfice 33
7. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 38
7.1. Verifica di regolarità in pianta 38
7.2. Verifica di regolarità in elevazione 38
7.3. Classe di duttilità 39
7.4. Tipologia strutturale 39
7.5. Fattore di comportamento 40
7.6. Spettri di progetto orizzontali 41
8. DESCRIZIONE MODELLO E IPOTESI DI CALCOLO 42
8.1. Software di calcolo 42
8.2. Interazione terreno-struttura 43
8.3. Modello di calcolo e schemi statici 44

8.4. Ipotesi semplificative ... 49
8.5. Rigidezza di impalcato ... 49
8.6. Modi di vibrare ... 49
9. RISULTATI DI CALCOLO ... 52
9.1. Sollecitazioni ... 52
9.2. Spostamenti ... 54
10. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI ... 57
10.1. Sforzo normale su colonna ... 57
10.2. Taglio totale alla base ... 59
11. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI ... 61
11.1. Tavolato ... 61
11.2. Arcarecci ... 65
11.3. Travi principali in legno di copertura ... 71
11.4. Travi ... 81
11.5. Colonne ... 86
11.6. Controventi ... 92
12. VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ... 95
12.1. Verifica spostamenti di interpiano ... 95
12.2. Verifica distanza tra costruzioni contigue ... 97
13. VERIFICA DELLE CONNESSIONI ... 98
13.1. Connessioni elementi in acciaio ... 98
13.1.1. Piastre di base – colonne frontali ... 98
13.1.1. Piastre di base – colonne retrostanti ... 109
13.1.1. Giunto di continuità trave principale HEA400 ... 115
13.2. Connessioni elementi in legno ... 122
13.2.1. Rinforzo trave 20x168 cm agli appoggi ... 122
13.2.2. Forchetta di fissaggio trave 20x168 cm ... 124
13.2.3. Collegamento arcarecci ... 127
13.2.4. Barre incollate di controvento ... 129
14. VERIFICA DELLE FONDAZIONI ... 130
14.1. Pali di fondazione ... 130
14.2. Travi di fondazione ... 136
14.2.1. Trave TR01 ... 136
14.2.1. Trave TR02 ... 139
14.3. Plinti di fondazione ... 142
14.3.1. Plinto PL01 ... 142
14.3.2. Plinto PL02 ... 144

1. PREMESSA

Il seguente documento rappresenta la relazione di calcolo strutturale delle sovrastrutture e delle fondazioni relative alla fase esecutiva di progettazione presso l'aeroporto internazionale di Lamezia Terme (Intervento **L1** "Sviluppo aerostazione passeggeri", intervento **L2** "Interventi per la security e la digitalizzazione dell'aerostazione passeggeri" e intervento **L6** "Potenziamento reti sottoservizi e impianti tecnologici").

Le strutture oggetto di questo documento sono quelle indicate nell'ambito 6 della keymap riportata in seguito:

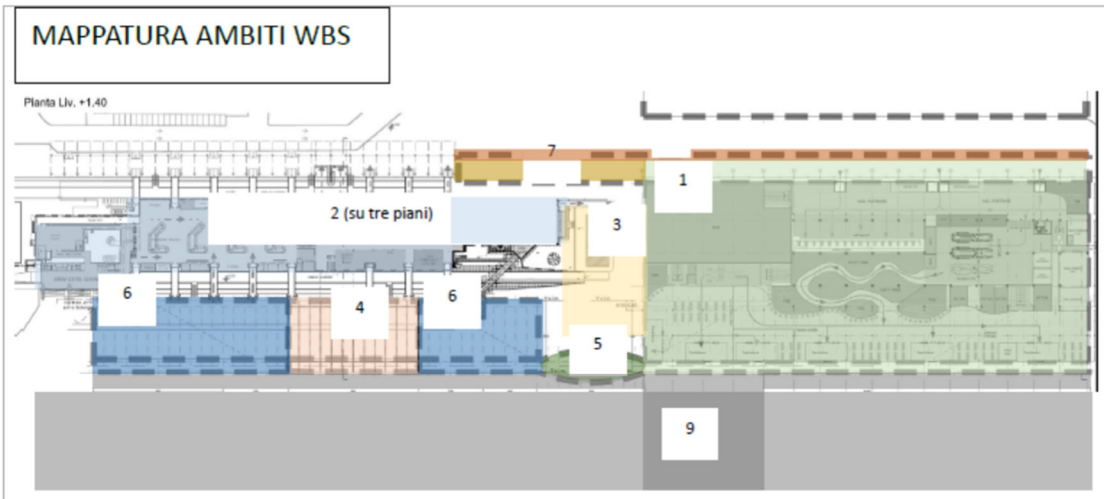
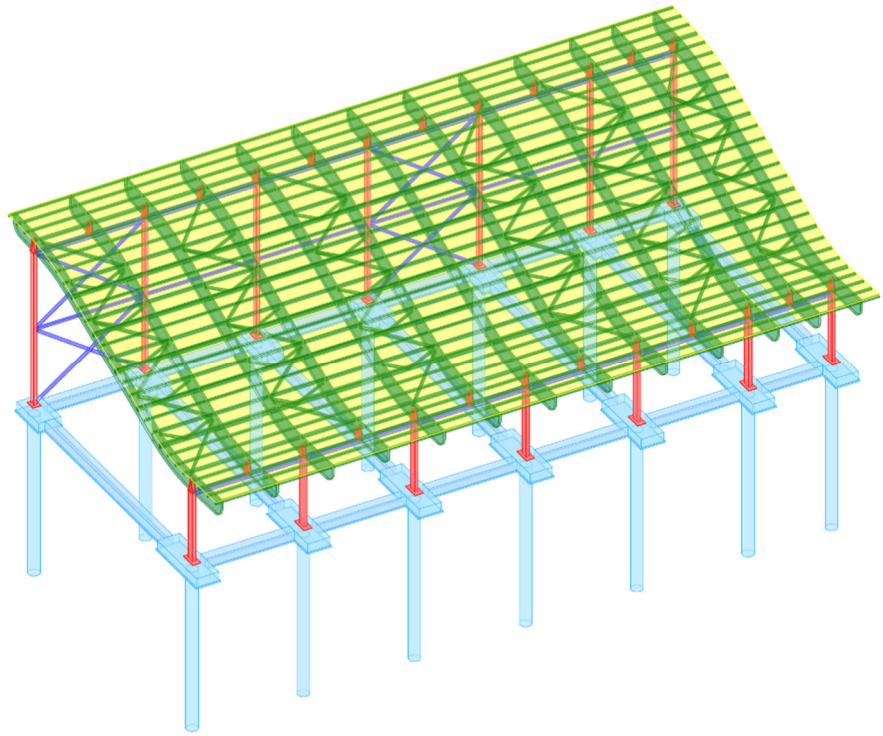


Figura 1 - Mappa ambiti WBS

Ambito 1:	TERMINAL PARTENZE
Ambito 2:	TERMINAL ARRIVI
Ambito 3	POLO TECNOLOGICO
Ambito 4	AVANCORPO
Ambito 5	EDIFICIO CONTROLLO PISTA
Ambito 6	PENSILINA AIRSIDE
Ambito 7	PENSILINA LANDSIDE
Ambito 8	SISTEMAZIONI ESTERNE LANDSIDE
Ambito 9	SISTEMAZIONI ESTERNE AIRSIDE

1.1. Descrizione della struttura

Le due pensiline lato Air-Side da realizzare in continuità al corpo avanzato di recente realizzazione presentano caratteristiche del tutto simili tra loro. La copertura interamente in legno lamellare è costituita da travi portanti ad andamento curvilineo a sezione rettangolare 20x168 cm ed interasse massimo 5 metri, tra le quali sono posti gli arcarecci a sezione 16x20 cm ad interasse massimo 1,30 metri che sostengono un tavolato di spessore 2,5 cm. A fornire rigidezza alla membrana di copertura sono previsti controventi diagonali sempre in legno lamellare a sezione 20x24 cm. Metà delle travi di copertura poggiano sulle colonne portanti, mentre l'altra metà è sostenuta da travi in carpenteria metallica di sezione HEA400 e luce massima 10 metri. Le colonne portanti sono poste ad interasse trasversale di 25 metri e longitudinale di 10 metri e formano con le travi principali in legno e con le travi in acciaio un telaio spaziale che fornisce maggior rigidezza al sistema nel suo complesso. Le colonne più basse hanno sezione a "cassone" realizzata con piatti saldati, mentre le colonne più alte sono a sezione HEA500 stabilizzate dalla presenza di due specchiature verticali controventate con diagonali in profilo tubolare.



STRUTTURE VERTICALI
STRUTTURE DI FONDAZIONE
TELAIO STRUTTURALE
TELAIO STRUTTURALE DI COPERTURA
TAVOLATO

Le fondazioni, data la natura del terreno, sono di tipo profondo e nello specifico si sono disposti n.14 pali di diametro 100 cm e lunghezza 15 metri, uno al di sotto di ogni colonna portante. A collegamento di questi pali sono poste travi in cemento armato di sezione 80x80 cm con allargamenti in corrispondenza delle colonne, in grado di fornire sufficiente rigidezza al sistema fondazionale e trasferire quindi ai pali soli sforzi assiali e taglianti.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Gli interventi verranno progettati nel rispetto delle più recenti normative in ambito strutturale e in accordo agli standard di progettazione antisismica vigenti. In particolare si farà riferimento alle seguenti normative di riferimento:

Codice	Titolo
DM 17/01/18	"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC'18) (G.U. n. 42 del 20.02.2018)
CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
Eurocodice 1	"Azioni sulle strutture" – EN 1991
Eurocodice 2	"Progettazione delle strutture di calcestruzzo" – EN 1992
Eurocodice 3	"Progettazione delle strutture in acciaio" – EN 1993
Eurocodice 5	"Progettazione delle strutture in legno" – EN 1995
Eurocodice 7	"Progettazione geotecnica" – EN 1997
Eurocodice 8	"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" EN 1998
CNR-DT 206 R1/2018	"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno"
CNR-DT 207/2018	"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

3. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei principali materiali utilizzati nelle verifiche degli elementi strutturali.

3.1. Cemento Armato

3.1.1. Classe di esposizione e copriferro minimo

In accordo con la normativa vigente viene definito il valore di copriferro e classe di esposizione delle opere in calcestruzzo presenti all'interno del progetto.

Si riporta in seguito un estratto della normativa che definisce i valori minimi di copriferro in base alla classe di esposizione dell'elemento considerato (necessario aumentare 2 classi se vita utile pari a 100 anni):

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A CARBONATAZIONE**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente: Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2

Descrizione classi di esposizione XC – estratto UNI EN 206-1

Di seguito si riportano le classi di riferimento per gli elementi indicati (in riferimento alla tipologia di classe di esposizione XC):

Elemento	Classe di esposizione XC
Pali di fondazione	XC2
Fondazioni superficiali	XC2
Strutture in elevazione	XC4

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A PRESENZA DI CLORURI**

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con acqua contenente cloruri, inclusi i sali antigelo, con origine diversa dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue: Nota In riferimento alle condizioni di umidità vedere anche sezione 2 del presente prospetto.		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine

Descrizione classi di esposizione XD/XS – estratto UNI EN 206-1

Di seguito si riportano le classi di riferimento per gli elementi indicati (in riferimento alla tipologia di classe di esposizione XD/XS):

Elemento	Classe di esposizione XC
Pali di fondazione	XS1
Fondazioni superficiali	XS1
Strutture in elevazione	XS1

Vista la vicinanza delle strutture con la costa, si è scelto di considerare la classe XS1 in quanto le strutture (anche di fondazione) possono essere esposte alla nebbia salina.

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A PRESENZA DI CICLO GELO/DISGELO**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto a cicli di gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo

Descrizione classi di esposizione XF – estratto UNI EN 206-1

Si è considerato di escludere tale classe in quanto il sito non appare soggetto a significativi cicli gelo/disgelo.

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA AD ATTACCO CHIMICO**

6 Attacco chimico		
Qualora il calcestruzzo sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e nell'acqua del terreno avente caratteristiche definite nel prospetto 2, l'esposizione verrà classificata come è indicato di seguito. La classificazione dell'acqua di mare dipende dalla località geografica; perciò si dovrà applicare la classificazione valida nel luogo di impiego del calcestruzzo. Nota Può essere necessario uno studio speciale per stabilire le condizioni di esposizione da applicare quando si è: - al di fuori dei limiti del prospetto 2; - in presenza di altri aggressivi chimici; - in presenza di terreni o acque inquinati da sostanze chimiche; - in presenza della combinazione di elevata velocità dell'acqua e delle sostanze chimiche del prospetto 2.		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2	

Descrizione classi di esposizione XA – estratto UNI EN 206-1

Per determinare la presenza di tali condizioni si fa riferimento alla tabella riportata nel prospetto 2 della normativa di riferimento dove sono riportati i valori limite degli elementi chimici determinanti un ambiente aggressivo:

Gli ambienti chimicamente aggressivi classificati di seguito sono basati sul suolo naturale e per acqua nel terreno a temperature dell'acqua/terreno comprese tra 5 °C e 25 °C ed una velocità dell'acqua sufficientemente bassa da poter essere approssimata a condizioni statiche.
La condizione più gravosa per ognuna delle condizioni chimiche determina la classe di esposizione.
Se due o più caratteristiche di aggressività appartengono alla stessa classe, l'esposizione sarà classificata nella classe più elevata successiva, salvo il caso che uno studio specifico provi che ciò non è necessario.

Caratteristica chimica	Metodo di prova di riferimento	XA1	XA2	XA3
Acqua nel terreno				
SO_4^{2-} mg/l	EN 196-2	≥200 e ≤600	>600 e ≤3 000	>3 000 e ≤6 000
pH	ISO 4316	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO_2 mg/l aggressiva	prEN 13577:1999	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH_4^+ mg/l	ISO 7150-1 oppure ISO 7150-2	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
Mg^{2+} mg/l	ISO 7980	≥300 e ≤1 000	>1 000 e ≤3 000	>3 000 fino a saturazione
Terreno				
SO_4^{2-} mg/kg[a] totale	EN 196-2[b]	≥2 000 e ≤3 000[c]	>3 000[c] e ≤12 000	>12 000 e ≤24 000
Acidità ml/kg	DIN 4030-2	>200 Baumann Gully	Non incontrato in pratica	

a) I terreni argillosi con una permeabilità minore di 10^{-5} m/s possono essere classificati in una classe inferiore.
b) Il metodo di prova prescrive l'estrazione di SO_4^{2-} mediante acido cloridrico; in alternativa si può usare l'estrazione con acqua se nel luogo di impiego del calcestruzzo c'è questa pratica.
c) Il limite di 3 000 mg/kg deve essere ridotto a 2 000 mg/kg se esiste il rischio di accumulo di ioni solfato nel calcestruzzo causato da cicli di essiccamento/bagnatura oppure suzione capillare.

Valori limite per classi di esposizione XA – estratto UNI EN 206-1 (prospetto 2)

Un riscontro a tali valori può essere individuato all'interno della relazione geologica dove si riportano i risultati delle analisi svolte sulle acque nel terreno. Si riporta la tabella riepilogativa in seguito:

Parametro ricercato	Unità di Misura	Valore
Solfato	mg/l	54
pH	unità pH	7,6
Anidride carbonica CO2	mg/l	0,73
Ammonio	mg/l	0,50
Magnesio	mg/l	31

Analisi acque nel terreno – estratto relazione geologica

I valori indicati risultano essere al di sotto dei valori limite per tutte le condizioni chimiche indicate.

Si ritiene pertanto di escludere tale condizione di esposizione per le strutture in calcestruzzo.

Definizioni caratteristiche minime calcestruzzo

Per gli elementi finora definiti si definiscono quindi le caratteristiche minime del calcestruzzo coerentemente con la classe di esposizione scelta.

Le caratteristiche minime sono riportate nel prospetto F.1 contenuto in UNI EN 206-1 e che viene riproposto i seguito:

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza*)	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
Minimo contenuto di cemento (kg/m³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													3,0[a]					
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[b]		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le perscrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Prospetto F.1. – estratto UNI EN 206-1

Per tutti gli elementi strutturali è risultato che la classe di esposizione peggiorativa è quella XS1 da cui si ricaveranno quindi i valori delle caratteristiche minime del materiale.

Definizioni classe strutturale e copriferro minimo

Si definisce inoltre la classe strutturale da cui sarà definito il valore minimo di copriferro da utilizzare negli elementi strutturali. La classe strutturale di partenza per gli elementi strutturali è la S4 che potrà essere poi modificata secondo i parametri riassunti nella tabella riportata in seguito:

CRITERIO	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
VITA UTILE DI PROGETTO DI 100 ANNI	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi
CLASSE DI RESISTENZA	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C35/45 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C45/55 Ridurre di 1 classe
ELEMENTO DI FORMA SIMILE AD UNA SOLETTA (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe
É ASSICURATO UN CONTROLLO DI QUALITA' SPECIALE DELLA PRODUZIONE DEL CALCESTRUZZO	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe

Parametri per modifica classe strutturale – estratto UNI EN 1992-1-2

	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
CLASSE STRUTTURALE	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10 (10)	10(15)	10(20)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)
S2	10 (10)	10(15)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)
S3	10 (10)	10(20)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)
S4	10 (10)	15(25)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)
S5	15 (15)	20(30)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)
S6	20 (20)	25(35)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)	55(65)

Tabella 2 – Valori minimi del copriferro ($c_{min,dur}$) atti a garantire la durabilità in funzione della classe di esposizione ambientale e della classe strutturale dell'opera (i valori tra parentesi sono relativi alle opere in c.a.p.)

Valori minimi copriferro – estratto UNI EN 1992-1-2

Il valore minimo del copriferro dovrà poi essere aumentato di 10mm per considerare la tolleranza di posa delle barre di armatura.

Di conseguenza i valori minimo di copriferro e di classe per il calcestruzzo degli elementi di progetto vengono riassunti nella tabella di seguito:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE STRUTTURALE	COPRIFERRO NOMINALE C_{nom}	CLASSE MINIMA CLS
Pali di fondazione	XC2 + XS1	S6	80 mm	C32/40
Fondazioni superficiali	XC2 + XS1	S6	55 mm	C32/40

3.1.2. Pali di fondazione

NTC - SEZIONE IN C.A.		
ELEMENTO :	**PALI DI FONDAZIONE**	
Caratteristiche dei materiali		
Calcestruzzo		C32/40
coefficiente parziale del materiale	γ_C	1.5
coefficiente riduttivo per effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40.00 MPa
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32.00 MPa
valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00 MPa
valore medio resistenza a trazione assiale calcestruzzo	f_{ctm}	3.03 MPa
per fck ≤ 50 MPa	$f_{ctm} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$	
per fck > 50 MPa	$f_{ctm} = 2{,}12\ \ln(1+ f_{cm}/10)$	
resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}$	2.12 MPa
resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95} = 1.3\ f_{ctm}$	3.94 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)	$f_{cd} = \alpha_{cc}\ f_{ck} / \gamma_C$	18.13 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (taglio/trazione)	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_C$	1.41 MPa
modulo elastico del calcestruzzo	E_c	33346 MPa
classe di esposizione	XS1	
copriferro	8 cm	
Acciaio		B450C
coefficiente parziale del materiale	γ_s	1.15
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450.0 MPa
tensione di rottura	f_{tk}	540.0 MPa
resistenza di calcolo dell'acciaio (snervamento)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.3 MPa
modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.0 MPa

3.1.3. Travi di fondazione

NTC - SEZIONE IN C.A.		
ELEMENTO :	**TRAVI DI FONDAZIONE**	
Caratteristiche dei materiali		
Calcestruzzo		C32/40
coefficiente parziale del materiale	γ_C	1.5
coefficiente riduttivo per effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40.00 MPa
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32.00 MPa
valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00 MPa
valore medio resistenza a trazione assiale calcestruzzo	f_{ctm}	3.03 MPa
per fck ≤ 50 MPa	$f_{ctm} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$	
per fck > 50 MPa	$f_{ctm} = 2{,}12\ \ln(1+ f_{cm}/10)$	
resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}$	2.12 MPa
resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95} = 1.3\ f_{ctm}$	3.94 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)	$f_{cd} = \alpha_{cc}\ f_{ck} / \gamma_C$	18.13 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (taglio/trazione)	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_C$	1.41 MPa
modulo elastico del calcestruzzo	E_c	33346 MPa
classe di esposizione	XS1	
copriferro	5.5 cm	
Acciaio		B450C
coefficiente parziale del materiale	γ_s	1.15
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450.0 MPa
tensione di rottura	f_{tk}	540.0 MPa
resistenza di calcolo dell'acciaio (snervamento)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.3 MPa
modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.0 MPa

3.2. Acciaio per carpenteria metallica

3.2.1. Classe di esecuzione per opere in carpenteria metallica

Viene definita la classe di esecuzione minima per le opere in carpenteria metallica in accordo a quanto previsto dalla norma UNI EN 1090-2. La definizione della classe di esecuzione delle opere in carpenteria metallica avviene attraverso la definizione di:

- *CLASSE DI IMPORTANZA*

Table B1 - Definition of consequences classes

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	**High** consequence for loss of human life, *or* economic, social or environmental consequences **very great**	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	**Medium** consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences **considerable**	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	**Low** consequence for loss of human life, *and* economic, social or environmental consequences **small or negligible**	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Tabella di definizione classi di importanza (uni en 1990:2002 – Annex B)

- *CATEGORIA DI SERVIZIO*

Categorie	Criteri
SC1	- Strutture e componenti progettate solo per azioni quasi statiche (Esempio: Edifici) - Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con bassa attività sismica e in DCL * - Strutture e componenti progettate per le azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento (classe S_0)**
SC2	- Strutture e componenti progettate per le azioni fatica secondo la EN 1993. [Esempi: Ponti stradali e ferroviari, gru (classe da S_1 a S_9)**, strutture suscettibili alle vibrazioni indotte dal vento, dalla folla o dalla rotazione di macchine]. - Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con media o alta attività sismica ed in DCM* e DCH*

* DCL, DCM, DCH: classi di duttilità secondo la EN 1998-1.
** Per la classificazione delle azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento, vedere EN 1991-3 e EN 13001-1.

Tabella di definizione categorie di servizio (uni 1090-2)

- *CATEGORIE DI PRODUZIONE*

Categorie	Criteri
PC1	- Componenti non saldati realizzati da prodotti di qualsiasi classe di acciaio - Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe minore a S355
PC2	- Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe S355 e maggiore - Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati mediante saldatura in cantiere - Componenti prodotti mediante formatura a caldo o che ricevono un trattamento termico durante la fabbricazione - Componenti di tralicci CHS che richiedono taglio finale del profilo

Tabella di definizione classi di importanza (uni en 1990:2002 – Annex B)

Pertanto si definisce la classe di esecuzione per le opere in carpenteria metallica secondo le classi definite in precedenza:

- classe di importanza CC3
- categoria di servizio SC1
- categoria di produzione PC2

Classi di importanza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 a)	EXC3 a)
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 a)	EXC4

a) EXC4 dovrebbe essere applicato a strutture speciali o strutture con conseguenze estreme di cedimento strutturale, come richiesto dalle disposizioni nazionali.

La classe di esecuzione determina i requisiti per le varie attività di esecuzione riportate nella presente norma europea. I requisiti sono riassunti nell'appendice A.3.

OPERA	CLASSE DI ESECUZIONE
CARPENTERIE TETTOIE AIR-SIDE	EXC3

3.2.2. Strutture in elevazione

Le strutture in carpenteria metallica verranno realizzate utilizzando un acciaio tipo **S355.**

Nei calcoli si considerano i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati di seguito:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
UNI EN 10025-2	t < 40mm		40mm < t < 80mm	
	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]
S 355	355	510	335	470
S 275	275	430	255	410
S 235	235	360	215	360

3.2.3. Elementi di collegamento

Nella realizzazione del progetto viene utilizzata la seguente bulloneria per collegamenti e tirafondi:

- **Classe 8.8 EN 15048** (serraggio non controllato):

Elemento	Riferimento
Viti	ISO 4014 oppure ISO 4017 (ex UNI 5737 e 5739)
Dadi	ISO 4032 (ex UNI 5588)
Rosette	ISO 6091 (ex UNI 6592)

Per le verifiche agli stati limite si assumono i seguenti valori di resistenza:

Classe della vite	Stato di tensione				
	$f_t[N/mm^2]$	$f_y[N/mm^2]$	$f_{k,N}[N/mm^2]$	$f_{d,N}[N/mm^2]$	$f_{d,V}[N/mm^2]$
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0{,}7 f_t$ e $f_t = f_y$ essendo $f_t$ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N}/\sqrt{2}$ resistenza di calcolo a taglio

3.3. Legno

3.3.1. Classe di servizio per le strutture lignee

Le strutture lignee (o le sue parti) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II. Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali:

Tab. 4.4.II - *Classi di servizio*

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

NTC2018 Tab 4.4.II – classi di servizio per strutture lignee

Nel caso in esame si farà riferimento alla **classe di servizio 2**, in quanto le strutture sono poste all'esterno, ma protette, almeno parzialmente dalle intemperie e dall'irraggiamento solare diretto.

3.3.2. Tavolato

Il tavolato è realizzato in legno massiccio **C24**.

NTC - SEZIONE IN LEGNO				
ELEMENTO :	**TAVOLATO**			
Caratteristiche dei materiali				
Legno			C24	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$		24	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$		14.5	MPa
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$		0.4	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$		21.0	MPa
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$		2.5	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$		4.0	MPa
resistenza al taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$	-		MPa
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$		11000	MPa
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$		7400	MPa
Modulo di elasticità ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$		370	MPa
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$	-		MPa
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$		690	MPa
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$	-		MPa
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$	-		MPa
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$	-		MPa
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$		350	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$		420	kg/m^3

3.3.3. Travi di copertura

Le strutture in legno della copertura verranno realizzate utilizzano un legno lamellare **GL28h**.

NTC - SEZIONE IN LEGNO LAMELLARE			
ELEMENTO :	**COPERTURA**		
Caratteristiche dei materiali			
Legno lamellare		GL28h	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	28	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$	22.3	MPa
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$	0.5	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$	28.0	MPa
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$	2.5	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	3.5	MPa
resistenza al taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$	1.2	MPa
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$	12600	MPa
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$	10500	MPa
Modulo di elasticità ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$	300	MPa
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$	250	MPa
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	650	MPa
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$	540	MPa
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$	65	MPa
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$	54	MPa
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	425	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$	460	kg/m^3

4. IPOTESI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono definiti i parametri della struttura relativamente alla destinazione d'uso della stessa.

4.1. Vita nominale di progetto

Il tipo di costruzione rientra nella tipologia *"3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati"* in accordo alla Tab. 2.4.I delle NTC'18. A questa tipologia di costruzioni viene assegnato un valore minimo di vita nominale pari a 100 anni.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale* V_N *di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

4.2. Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, alla costruzione viene data una "*Classe d'uso IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti*".

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

A cui viene associato un coefficiente d'uso $C_U = 2$ in accordo alla Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso* C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento V_R per la valutazione dell'azione sismica viene determinato in accordo al §2.4.3 come prodotto tra il parametro vita nominale V_N e il coefficiente d'uso C_U.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2 = 200\ anni$$

4.4. Limiti di deformazione verticale

Per la struttura della pensilina Air-side si fa riferimento ad i limiti di deformazione imposti dalla normativa vigente NTC2018.

Per le azioni statiche si considerano i limiti indicati al capitolo §4.2.4.2.2.

Tab. 4.2.XII - *Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Tab. 4.2.XIII - *Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali*

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

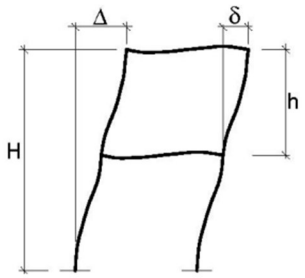


Fig. 4.2.4 - *Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio*

Nello specifico si considereranno i limiti definiti per le coperture in generale di L/200 per le deformazioni verticali in combinazione RARA mentre il limite di L/250 per le deformazioni verticali dovute ai soli carichi accidentali.

4.5. Resistenze di progetto per strutture in legno

Per il calcolo delle resistenze di progetto dei materiali si seguono le prescrizioni del cap.4 delle NTC18:

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M} \qquad [4.4.1]$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili, come riportato nel paragrafo 11.7;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Valore resistenze di progetto legno

Tab. 4.4.III - *Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali*

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Valore coefficiente parziale di sicurezza γ_M

Per le verifiche agli stati limite SLU ultimo sarà quindi da considerare un valore di resistenza opportunamente ridotto attraverso il coefficiente K_{mod} (dipendente dalla classe di servizio dell'elemento e dalla classe di durata del carico).

Per le verifiche agli stati limite di esercizio invece, per tenere conto del particolare comportamento reologico del legno, la deformabilità degli elementi (soprattutto a lungo termine) verrà calcolata utilizzando valori medi dei moduli elastici ridotti mediante in fattore $1/(1+K_{def})$.

I valori di tali coefficienti sono ricavati dalla normativa riassunti nelle tabelle riportate in seguito:

Tab. 4.4.V -*Valori di* k_{def} *per legno e prodotti strutturali a base di legno*

Materiale	Riferimento		Classe di servizio		
			1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1		0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080		0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279		0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015		0,80	-	-
			0,80	1,00	-
			0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2::2005	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Valore coefficiente K_{def} (per verifiche SLE)

Tab. 4.4.IV -*Valori di* k_{mod} *per legno e prodotti strutturali a base di legno*

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 – OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.
(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Valore coefficiente K_{mod} (per verifiche SLU)

5. AZIONI VARIABILI SULLE STRUTTURE

Nel presente capitolo si determinano le azioni variabili legate agli effetti ambientali sulla struttura ed in particolare: neve, vento e sisma.

5.1. Azione della neve

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	**Zona I - Alpina** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 1,39 $[1+(a_s/728)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona I - Mediterranea** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 1,35 $[1+(a_s/602)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona II** Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	q_{sk} = 1,00 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 0,85 $[1+(a_s/481)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
◉	**Zona III** Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	q_{sk} = 0,60 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 0,51 $[1+(a_s/481^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m

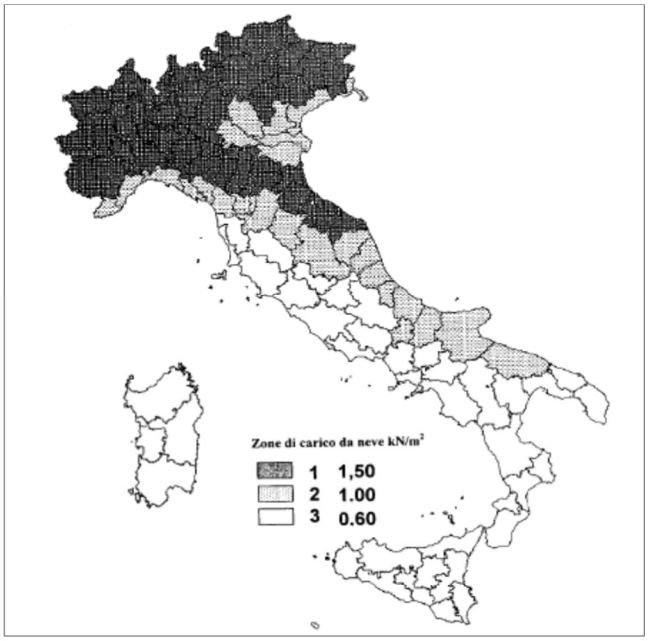
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i . q_{sk} . C_E . C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)



Valore carratteristicio della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	14
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0.60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente
tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

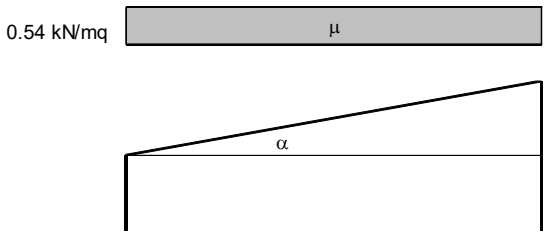
Valore del carico della neve al suolo

q_{s50} (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.60
Tempo di ritorno [anni]	100
q_{sn} (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.68

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0

μ	0.8



Dato il tipo di costruzione appartenente alla categoria "*3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati*" secondo la tabella 2.4.I delle NTC'18, si ha una vita nominale minima di progetto $V_N = 100$ anni ed è perciò stato assunto un valore di riferimento del carico neve al suolo in accordo al C3.4.2 della Circolare Applicativa.

Si è inoltre assunta l'ipotesi a favore di sicurezza di copertura a singola falda con fattore di forma $\mu = 0{,}80$ per tutte le tipologie di copertura.

5.2. Azione del vento

In questo paragrafo si definiscono i parametri e l'andamento della pressione del vento al netto dei coefficienti aerodinamici che verranno di volta in volta espressi in funzione della forma della struttura analizzata.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			14
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \le a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \le 1500$ m			
v_b (T_R = 50 [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			28.059

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (ρ = 1,25 kg/mc)

q_b [N/mq]	492.08

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

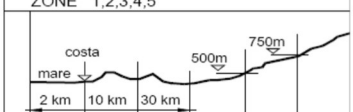
Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5

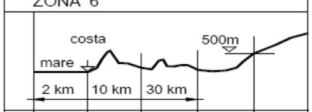


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

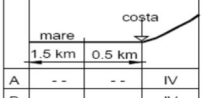
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

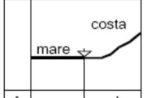
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

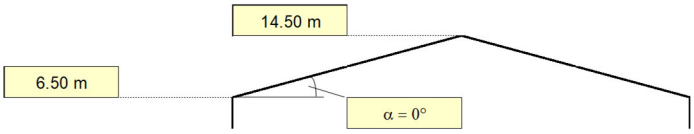
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	14

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \ge z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
I	0.17	0.01	2	1

z [m]	c_e
$z \le 2$	1.883
z = 6.5	2.523
z = 14.5	3.004



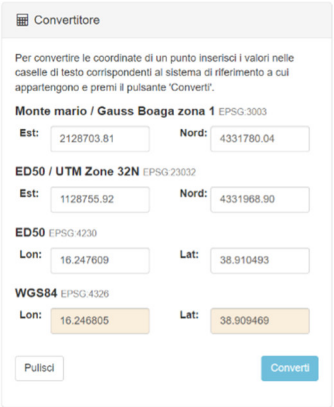
5.3. Azione del sisma

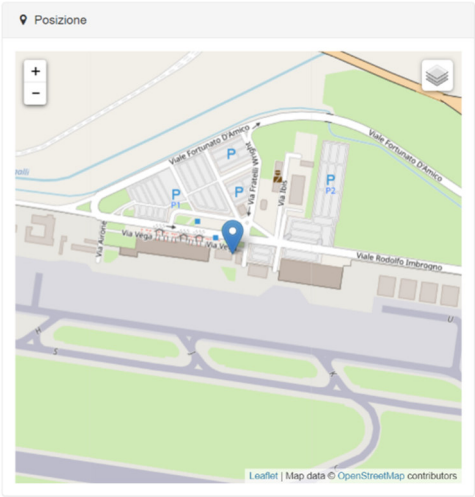
Per l'opera in oggetto si è assunto di considerare una classe d'uso IV in quanto considerato edificio strategico.

Si riportano nel seguito le caratteristiche legate al sito utilizzate per produrre l'azione sismica di progetto.

Tipo di costruzione *[Tab. 2.4.I NTC'18]*	3 – Costruzioni con livelli di prestazione elevati
Vita nominale *[Tab. 2.4.I NTC'18]*	$V_N = 100$ anni
Classe d'uso *[§2.4.2 NTC'18]*	IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti
Coefficiente d'uso *[Tab. 2.4.II NTC'18]*	$C_u = 2$
Periodo di riferimento *[§2.4.3 NTC'18]*	$V_R = V_N \cdot C_u = 200$ anni
Categoria di suolo *[Tab.3.2.II NTC'18]*	C
Categoria topografica *[Tab. 3.2.III NTC'18]*	T1

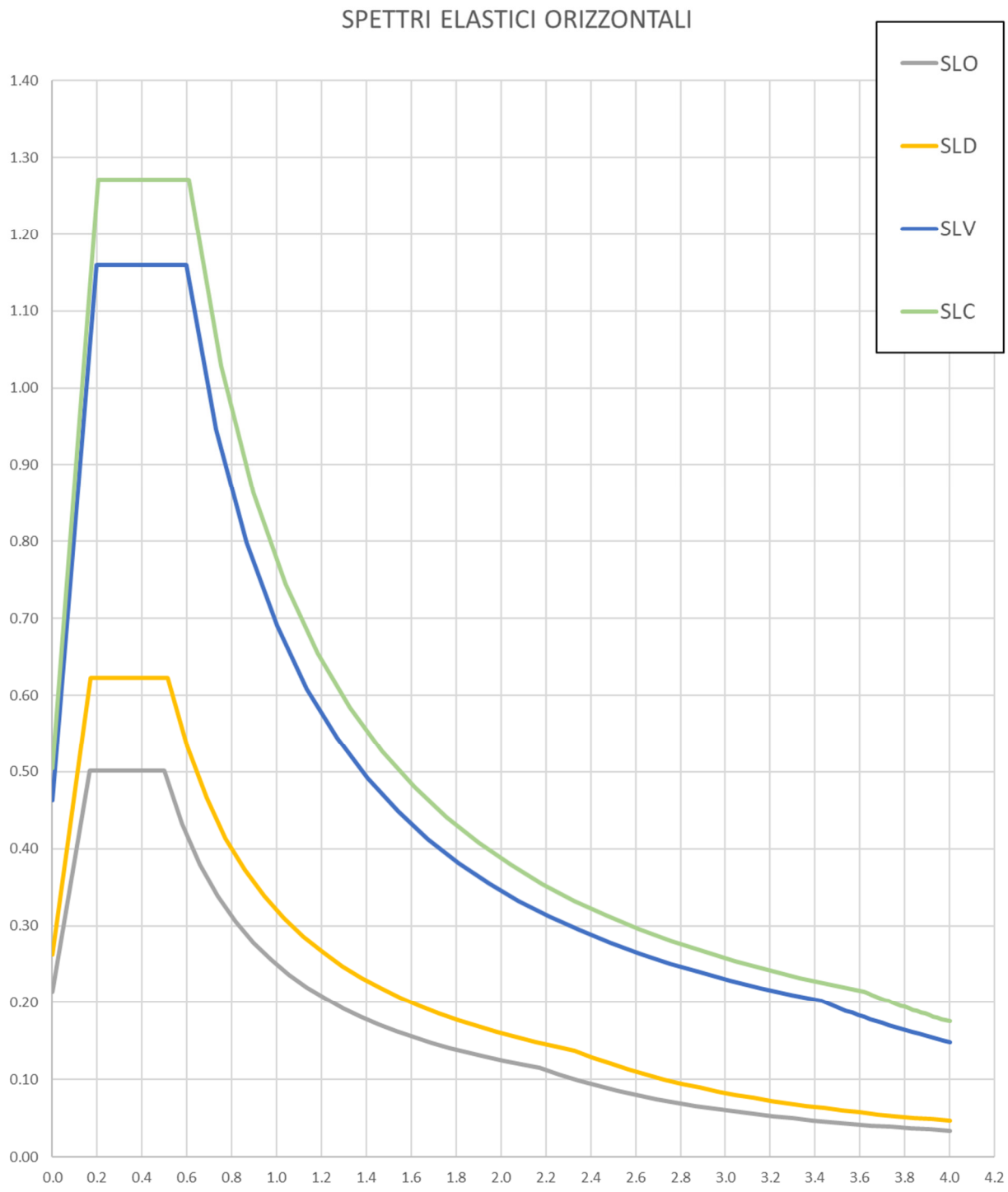
Le coordinate del sito preso come riferimento per la determinazione dei parametri dell'azione sismica sono di seguito riportate.





ED50	
Longitudine [°]	Latitudine [°]
16,247609	38,910493

Si riportano di seguito gli spettri elastici secondo NTC'18 in un unico grafico di confronto. Tali spettri saranno utilizzati nel seguito per la determinazione delle accelerazioni corrispondenti ai vari periodi di vibrazione delle strutture.



Gli spettri qui riportati sono spettri elastici, con fattore di comportamento unitario, nel seguito verranno riportati gli spettri di progetto con le necessarie ipotesi sul fattore di comportamento utilizzato.

5.4. Azione della temperatura

L'azione della temperatura viene considerata all'interno della struttura assumendo un valore di delta termico definito da normativa secondo la tipologia di struttura: in questo caso la struttura rientra nel caso di "struttura in acciaio esposta".

Il valore di azione termica da considerarsi ai fini della verifica viene definito da N.T.C.2018 §3.5.5. di cui si riporta un estratto:

3.5.5. AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u, ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tab. 3.5.II – *Valori di ΔT_u per gli edifici*

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Si considera quindi come azione un delta termico pari a:

$$\Delta T = \pm 25°C$$

5.5. Combinazioni delle azioni

Le combinazioni fondamentali delle azioni che verranno applicate nelle verifiche agli stati limite, così come descritte al §2.5.3 NTC'18, vengono qui riportate.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$. [2.5.7]

dove:

G1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali
G2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
Qk1 = valore caratteristico dell'azione variabile considerata come dominante
Qki = valore caratteristico dell'azione variabile che può agire contemporaneamente a quella dominante.

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere, salvo quanto diversamente espresso dalla norma in casi particolari, sono espressi nella Tab.2.6.I e di seguito riportati:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[(1)]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

con:

EQU è lo stato limite di equilibrio come corpo rigido;
A1 STR è lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
A2 GEO è lo stato limite di resistenza del terreno.

I valori dei coefficienti di combinazioni delle azioni variabili per edifici civili ed industriali correnti sono riportati nella Tab.2.5.I:

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

5.6. Classi di durata dei carichi

Le azioni di progetto, per quanto riguarda la verifica delle strutture lignee, devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate:

Tab. 4.4.I - *Classi di durata del carico*

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.
Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk}, calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da attribuire ad una classe di durata del carico da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito per altitudini di riferimento a_s inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini a_s superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;
- l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea;

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. Pesi permanenti strutturali

Il peso proprio di tutti gli elementi modellati è determinato in automatico dal software di calcolo utilizzando le caratteristiche del materiale.

Il peso di tutti gli elementi strutturali non modellati viene applicato come carico esterno linearmente distribuito o superficiale a seconda dei criteri di modellazione.

Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi.

6.2. Pesi permanenti non strutturali

Tutti gli elementi che non svolgono una funzione strutturale, ma che rappresentano solo un peso per le strutture portanti, vengono applicati mediante carichi esterni puntuali, distribuiti o superficiali sugli elementi modellati. Alcuni esempi di carichi permanenti non strutturali sono rappresentati dai pacchetti di finitura dei solai e dagli impianti.

Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi.

6.3. Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, sono legati alla destinazione d'uso dell'opera o di porzioni di essa e sono riportati in normativa alla Tab. 3.1.II.

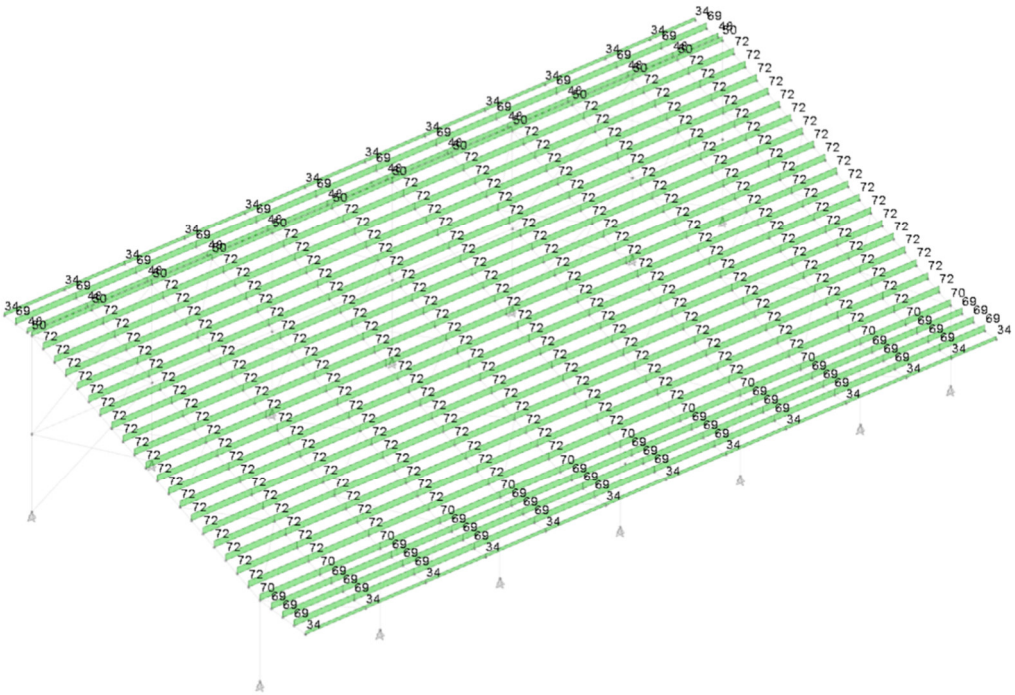
Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi, esplicitando di volta in volta a che categoria appartengono.

6.4. Carichi solaio di superfice

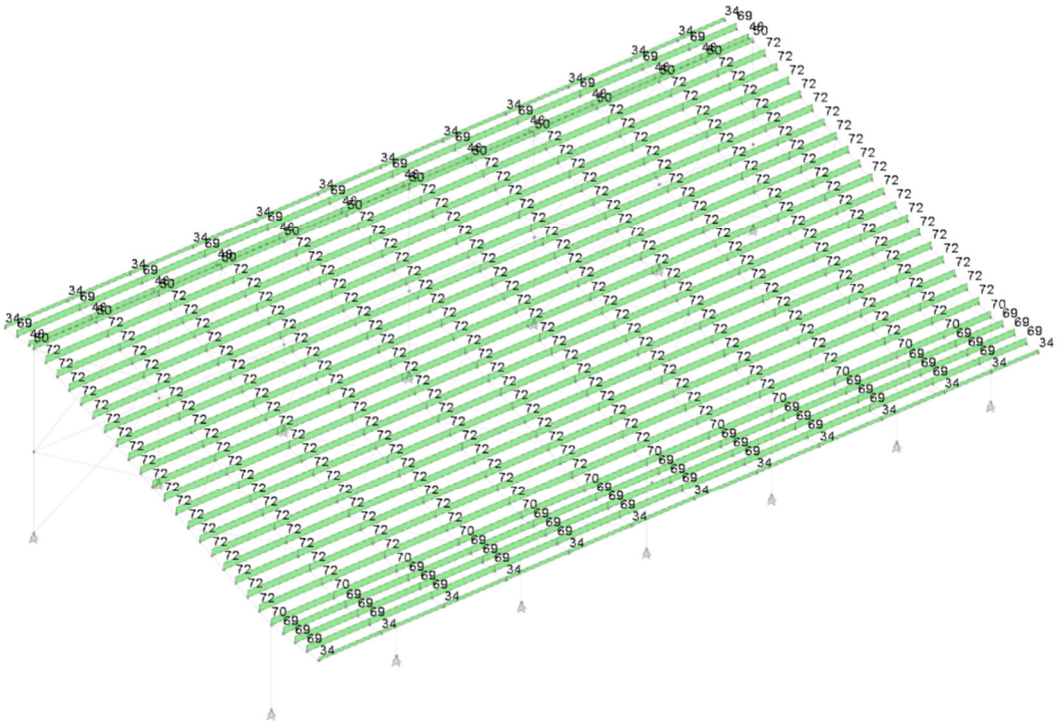
La tabella di seguito riportata riguarda i carichi distribuiti superficialmente sui vari elementi del modello e generalmente rappresentano gli elementi di solaio. Una rappresentazione schematica delle zone di carico è riportata negli elaborati grafici di progetto.

COPERTURA CON IMPIANTO FOTOVOLTAICO		
	Descrizione	**Carico [kN/m^2]**
G1	Tavolato sp. 25 mm	0.20
	Totale G1	**0.20**
G2	Pannelli fotovoltaici	0.15
	Pacchetto di copertura	0.25
	Impianti appesi	0.15
	Totale G2	**0.55**
Q	Sola manutenzione (Cat. H)	0.50
	Neve	0.55
	Prevalente Q	**0.55**

Di seguito la ripartizione eseguita dal software del carico distribuito sugli elementi monodimensionali in proporzione all'interasse di riferimento.



Carichi superficiali permanenti non strutturali G_2



Carico superficiale sovraccarico neve Q_n

La pressione esercitata dal vento viene presa in considerazione applicando i coefficienti di forza così come determinati al capitolo C3.3.8.2.1 della Circolare Applicativa e al punto G.6.1 della CNR-DT 207/2018, considerando la forma della copertura come una tettoia a falda singola. Il grado di bloccaggio viene assunto $\varphi = 1$ dal momento che a monte della tettoia è prevista l'ostruzione dell'attuale aerostazione passeggeri.

Per schematizzare l'angolo di inclinazione medio della tettoia si assume la congiungente le altezze dei pilastri in direzione trasversale. Tale angolo risulta pari a: $\alpha = 18°$.

Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in °).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0{,}2 + \alpha/30$
Valori negativi	φ = 0 φ = 1	$c_F = -0{,}5 - 1{,}3 \cdot \alpha/30$ $c_F = -1{,}4$

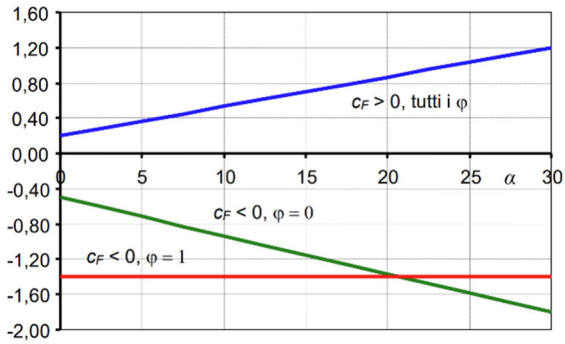


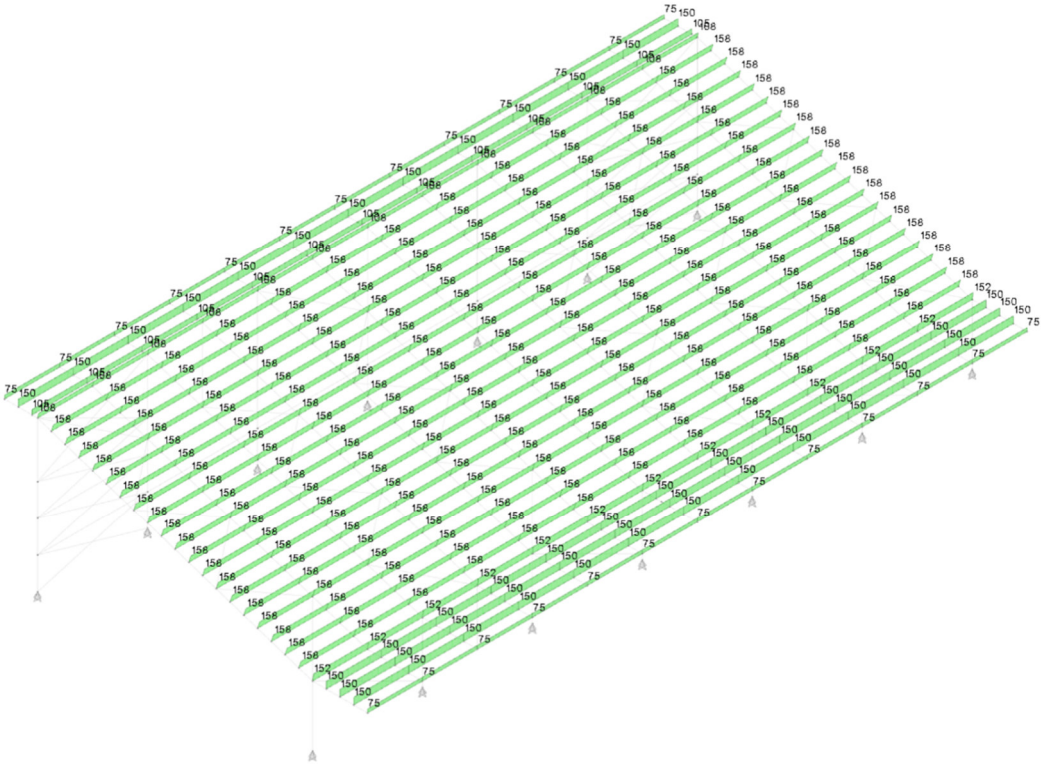
Figura G.26 – Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda.

Si ha in particolare:

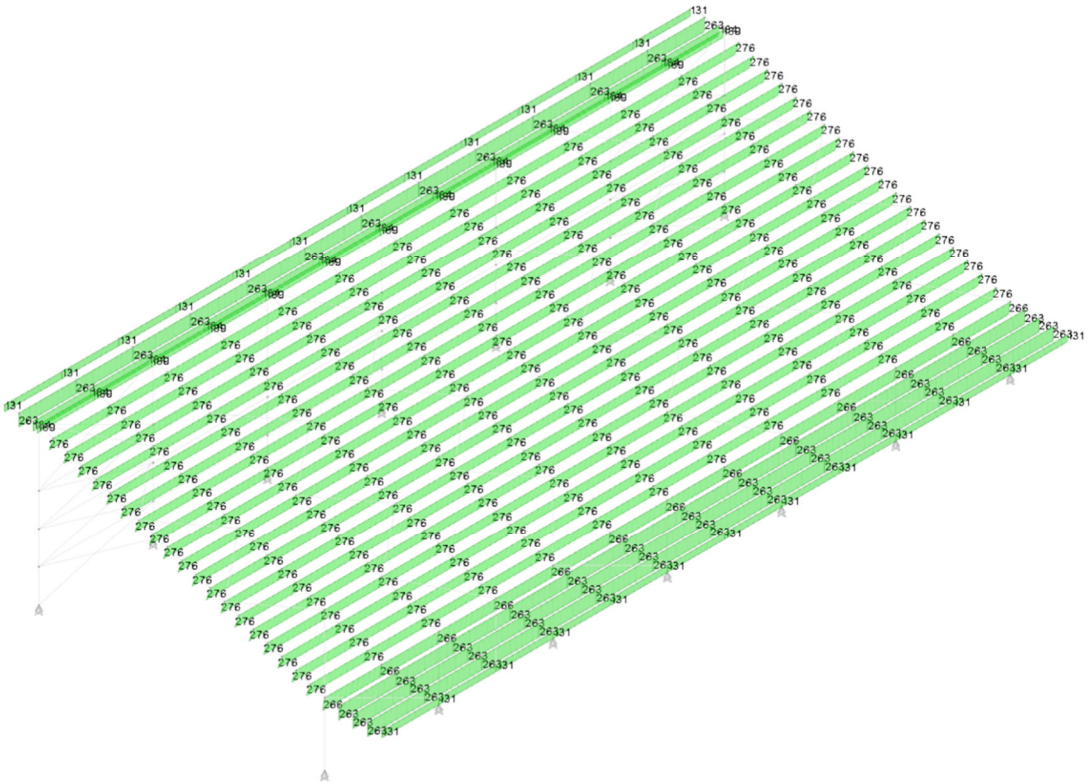
Vento in depressione sulla copertura $c_F = -1{,}4 \rightarrow \boldsymbol{p_{v^+} = -2{,}1\ kN/m^2}$

Vento in pressione sulla copertura $c_F = 0{,}8 \rightarrow \boldsymbol{p_{v^-} = +1{,}2\ kN/m^2}$

Il carico di pressione viene applicato uniformemente distribuito sulla copertura come carico di superfice.



Carico superficiale vento in pressione p_{v^-}



Carico superficiale vento in depressione p_{v+}

7. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nel presente capitolo si andranno a determinare gli spettri di progetto utilizzati per la verifica degli elementi strutturali.

7.1. Verifica di regolarità in pianta

Le condizioni di verifica della regolarità in pianta vengono riassunte nella seguente tabella che rispetta le indicazioni previste al 7.2.1 delle NTC'18.

REGOLARITA' IN PIANTA		NO
a)	La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;	NO
b)	Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;	SI
c)	Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.	SI

7.2. Verifica di regolarità in elevazione

Le condizioni di verifica della regolarità in elevazione vengono riassunte nella seguente tabella che rispetta le indicazioni previste al 7.2.1 delle NTC'18.

REGOLARITA' IN ELEVAZIONE		SI
d)	Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;	SI
e)	Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;	SI
f)	Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;	SI
g)	Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	SI

7.3. Classe di duttilità

Le Norme Tecniche definiscono due tipi di comportamento per le costruzione soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi:

a) Comportamento strutturale **non dissipativo**;

b) Comportamento strutturale **dissipativo**.

Per **comportamento strutturale non dissipativo**, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

Per **comportamento strutturale dissipativo**, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q, si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva.

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttilità (CD):

- Classe di Duttilità Alta (CD "A"), ad elevata capacità dissipativa;

- Classe di Duttilità Media (CD "B"), a media capacità dissipativa.

La struttura in esame è stata progettata con **comportamento strutturale non dissipativo.**

7.4. Tipologia strutturale

La struttura monopiano su più colonne, presenta degli schemi a telaio in direzione longitudinale, mentre in direzione trasversale le colonne risultano collegate da travi in legno lamellare in semplice appoggio. Per tale motivo si classifica tale struttura come una struttura a telaio.

La struttura può essere classificata, in accordo al 7.5.2.1 delle NTC'18, come:

a) **Strutture intelaiate**: sono composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi, in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia è dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

Tale scelta viene assunta in entrambe le direzioni del sisma.

7.5. Fattore di comportamento

Il valore del fattore di comportamento di una struttura a comportamento non dissipativo dipende dalla tipologia strutturale e viene definito al capitolo 7.3.1 della norma. La stessa norma fissa il valore limite superiore del fattore di comportamento:

$$q_{\lim} = q_0 \cdot K_R$$

Il valore del q_0 si ricava dalla Tab. 7.3.II

	q_0	
Tipologia strutturale	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate Strutture con controventi eccentrici	5,0 α_u/α_1	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva Strutture con controventi concentrici a V	4,0 2,5	4,0 2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_u/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_u/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5

Il valore di $K_R = 1$ si assume per le strutture regolari in elevazione.

Utilizzando i parametri sopra definiti si ricava il valore limite:

$$q_{lim} = 4$$

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" secondo la seguente espressione:

$$1 \leq \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1{,}5$$

In accordo alla Tab. 7.3.I sotto riportata, si determinano i fattori di comportamento per i vari Stati Limite considerati, utili per la determinazione dei relativi Spettri di progetto.

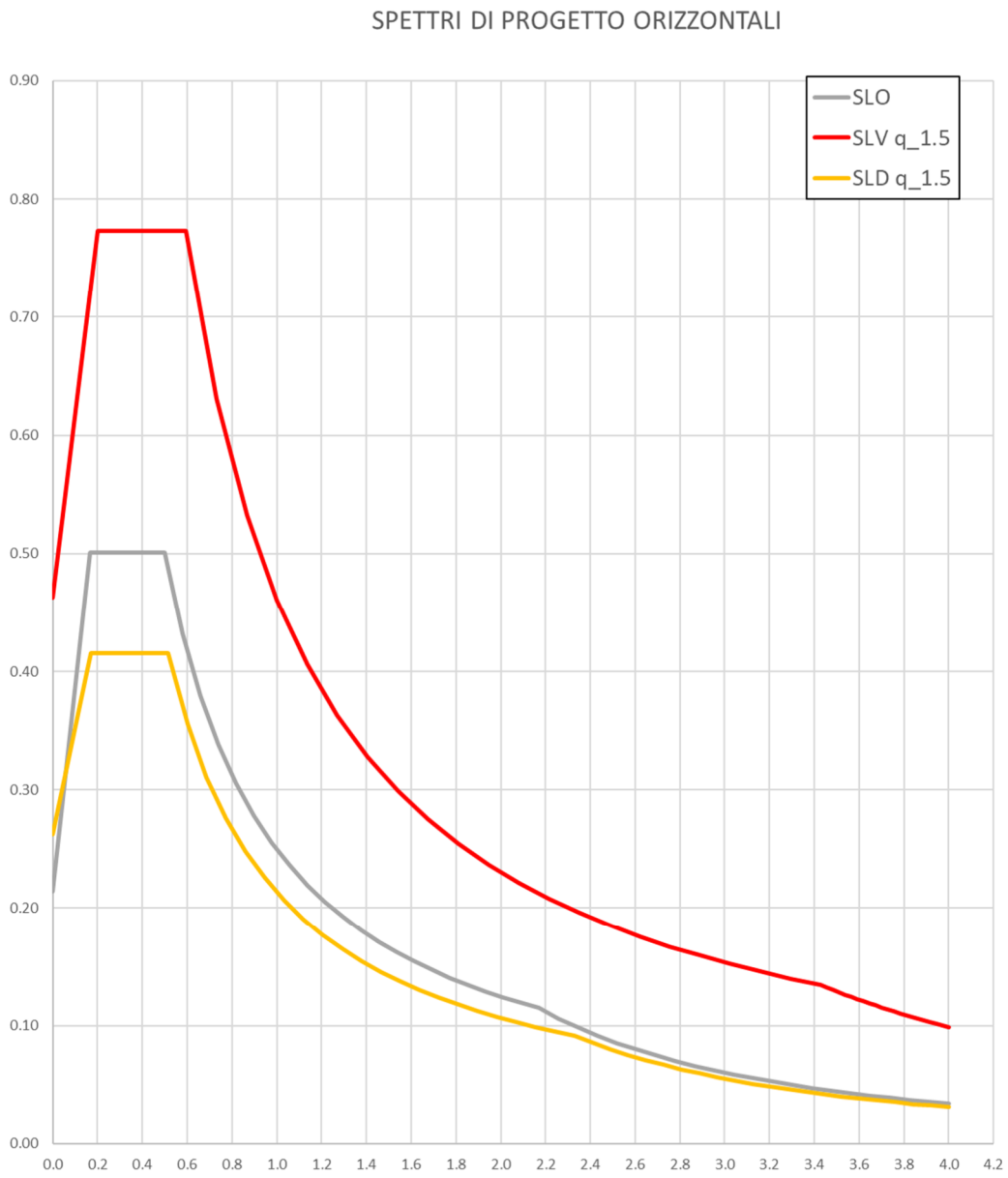
Tab. 7.3.I – *Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

STATI LIMITE		FATTORE DI COMPORTAMENTO
SLE	SLO	1
	SLD	1.50
SLU	SLV	1.50
	SLC	-

7.6. Spettri di progetto orizzontali

Si riporta di seguito il grafico degli spettri di progetto ricavati applicando i fattori di comportamento come precedentemente descritti.



8. DESCRIZIONE MODELLO E IPOTESI DI CALCOLO

8.1. Software di calcolo

Il software di calcolo utilizzato per l'analisi della struttura è **SismiCAD 12.24** prodotto dalla Concrete s.r.l. con licenza intestata a INCIDE Engineering s.r.l.

Si riporta di seguito un estratto dell'introduzione contenuta nel manuale del software.

Sismicad è un programma per il calcolo strutturale con modellazione agli elementi finiti (FEM), dotato di un proprio solutore tridimensionale. Sismicad si propone principalmente come strumento per il progetto di edifici, in zona sismica e non, con modellazione tridimensionale agli elementi finiti. Sismicad consente la progettazione di edifici in c.a., muratura, acciaio e legno schematizzati attraverso un modello unico di struttura spaziale composta da elementi monodimensionali e bidimensionali con fondazioni poggianti su suolo elastico alla Winkler od elastoplastico, oppure su palificate.

Per progettare una struttura Sismicad prevede sostanzialmente il seguente iter:

- *definizione della struttura, anche usando disegni architettonici;*
- *modellazione automatica agli elementi finiti dell'intera struttura;*
- *progettazione automatica e/o interattiva di ciascun elemento strutturale;*
- *produzione automatica di relazioni, disegni esecutivi, piante di carpenteria, prospetti in acciaio, computi.*

Le fasi sopra elencate rispecchiano il normale iter progettuale e, in aggiunta, sono rese più flessibili dalla possibilità di attuare modifiche alla struttura senza perdere l'eventuale lavoro di progettazione degli elementi strutturali e il lavoro di creazione delle relazioni. Come accennato sopra con Sismicad viene fornito un evoluto solutore tridimensionale agli elementi finiti di tipo SAP; per maggiori dettagli si rimanda ai relativi manuali (introduttivo e completo). Il solutore interno consente tra l'altro l'analisi di fenomeni di non linearità geometrica (metodo P-delta) e di aste non reagenti alla trazione o alla compressione, di fondazioni sia superficiali che profonde in suolo elastoplastico, elementi bidimensionali parzialmente o non reagenti alla trazione. Il solutore gestisce inoltre fenomeni di non linearità meccanica attraverso una modellazione ad inelasticità diffusa impiegata nelle analisi inelastiche.

8.2. Interazione terreno-struttura

La studio della struttura è stato condotto utilizzando un singolo modello di calcolo dove le fondazioni sono state modellate e vincolate attraverso l'utilizzo di molle elastiche a simulare l'interazione con il terreno coerentemente con le ipotesi riportate nella relazione geotecnica.

Le sollecitazioni per i calcoli della geotecnica saranno ricavate direttamente dal modello FEM comprensivo delle fondazioni come appena indicato.

Per validare tale ipotesi di modellazione si è proceduto alla verifica del punto 7.2.6 b) delle NTC'18 che impone la seguente limitazione:

b) Ove si effettuino analisi di interazione terreno-struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A, come definito al § 3.2.3.2.

Il software di calcolo prevede la possibilità di comparare il modello analizzato con il medesimo modello incastrato al piede e sollecitato da un sisma riferito ad un sottosuolo tipo A.

Si riporta nel seguito il confronto tra le sollecitazioni dei due modelli.

Contesto	Struttura con fondazioni			Struttura incastrata con suolo A			Rapporto V (%)	Rapporto N (%)	Verifica
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz			
SLO 1	-1195.89	-283.5	-2934.56	-797.26	-165.15	-2934.56	151	100	Si
SLO 2	-1195.89	-283.5	-2934.56	-797.26	-165.15	-2934.56	151	100	Si
SLO 3	-1195.89	283.5	-2934.56	-797.26	165.15	-2934.56	151	100	Si
SLO 4	-1195.89	283.5	-2934.56	-797.26	165.15	-2934.56	151	100	Si
SLO 5	-358.77	-945	-2934.56	-239.18	-550.48	-2934.56	168.4	100	Si
SLO 6	-358.77	-945	-2934.56	-239.18	-550.48	-2934.56	168.4	100	Si
SLO 7	-358.77	945	-2934.56	-239.18	550.48	-2934.56	168.4	100	Si
SLO 8	-358.77	945	-2934.56	-239.18	550.48	-2934.56	168.4	100	Si
SLO 9	358.77	-945	-2934.56	239.18	-550.48	-2934.56	168.4	100	Si
SLO 10	358.77	-945	-2934.56	239.18	-550.48	-2934.56	168.4	100	Si
SLO 11	358.77	945	-2934.56	239.18	550.48	-2934.56	168.4	100	Si
SLO 12	358.77	945	-2934.56	239.18	550.48	-2934.56	168.4	100	Si
SLO 13	1195.89	-283.5	-2934.56	797.26	-165.15	-2934.56	151	100	Si
SLO 14	1195.89	-283.5	-2934.56	797.26	-165.15	-2934.56	151	100	Si
SLO 15	1195.89	283.5	-2934.56	797.26	165.15	-2934.56	151	100	Si
SLO 16	1195.89	283.5	-2934.56	797.26	165.15	-2934.56	151	100	Si
SLD 1	-991.57	-242.33	-2934.56	-687.2	-148.97	-2934.56	145.2	100	Si
SLD 2	-991.57	-242.33	-2934.56	-687.2	-148.97	-2934.56	145.2	100	Si
SLD 3	-991.57	242.33	-2934.56	-687.2	148.97	-2934.56	145.2	100	Si
SLD 4	-991.57	242.33	-2934.56	-687.2	148.97	-2934.56	145.2	100	Si
SLD 5	-297.47	-807.78	-2934.56	-206.16	-496.56	-2934.56	160.1	100	Si
SLD 6	-297.47	-807.78	-2934.56	-206.16	-496.56	-2934.56	160.1	100	Si
SLD 7	-297.47	807.78	-2934.56	-206.16	496.56	-2934.56	160.1	100	Si
SLD 8	-297.47	807.78	-2934.56	-206.16	496.56	-2934.56	160.1	100	Si
SLD 9	297.47	-807.78	-2934.56	206.16	-496.56	-2934.56	160.1	100	Si
SLD 10	297.47	-807.78	-2934.56	206.16	-496.56	-2934.56	160.1	100	Si
SLD 11	297.47	807.78	-2934.56	206.16	496.56	-2934.56	160.1	100	Si
SLD 12	297.47	807.78	-2934.56	206.16	496.56	-2934.56	160.1	100	Si
SLD 13	991.57	-242.33	-2934.56	687.2	-148.97	-2934.56	145.2	100	Si
SLD 14	991.57	-242.33	-2934.56	687.2	-148.97	-2934.56	145.2	100	Si
SLD 15	991.57	242.33	-2934.56	687.2	148.97	-2934.56	145.2	100	Si
SLD 16	991.57	242.33	-2934.56	687.2	148.97	-2934.56	145.2	100	Si
SLV 1	-1856.25	-525.82	-2934.56	-1824.18	-492.91	-2934.56	102.1	100	Si
SLV 2	-1856.25	-525.82	-2934.56	-1824.18	-492.91	-2934.56	102.1	100	Si
SLV 3	-1856.25	525.82	-2934.56	-1824.18	492.91	-2934.56	102.1	100	Si
SLV 4	-1856.25	525.82	-2934.56	-1824.18	492.91	-2934.56	102.1	100	Si
SLV 5	-556.88	-1752.73	-2934.56	-547.25	-1643.02	-2934.56	106.2	100	Si
SLV 6	-556.88	-1752.73	-2934.56	-547.25	-1643.02	-2934.56	106.2	100	Si
SLV 7	-556.88	1752.73	-2934.56	-547.25	1643.02	-2934.56	106.2	100	Si
SLV 8	-556.88	1752.73	-2934.56	-547.25	1643.02	-2934.56	106.2	100	Si
SLV 9	556.88	-1752.73	-2934.56	547.25	-1643.02	-2934.56	106.2	100	Si
SLV 10	556.88	-1752.73	-2934.56	547.25	-1643.02	-2934.56	106.2	100	Si
SLV 11	556.88	1752.73	-2934.56	547.25	1643.02	-2934.56	106.2	100	Si
SLV 12	556.88	1752.73	-2934.56	547.25	1643.02	-2934.56	106.2	100	Si
SLV 13	1856.25	-525.82	-2934.56	1824.18	-492.91	-2934.56	102.1	100	Si
SLV 14	1856.25	-525.82	-2934.56	1824.18	-492.91	-2934.56	102.1	100	Si
SLV 15	1856.25	525.82	-2934.56	1824.18	492.91	-2934.56	102.1	100	Si
SLV 16	1856.25	525.82	-2934.56	1824.18	492.91	-2934.56	102.1	100	Si

Significato dei simboli utilizzati:

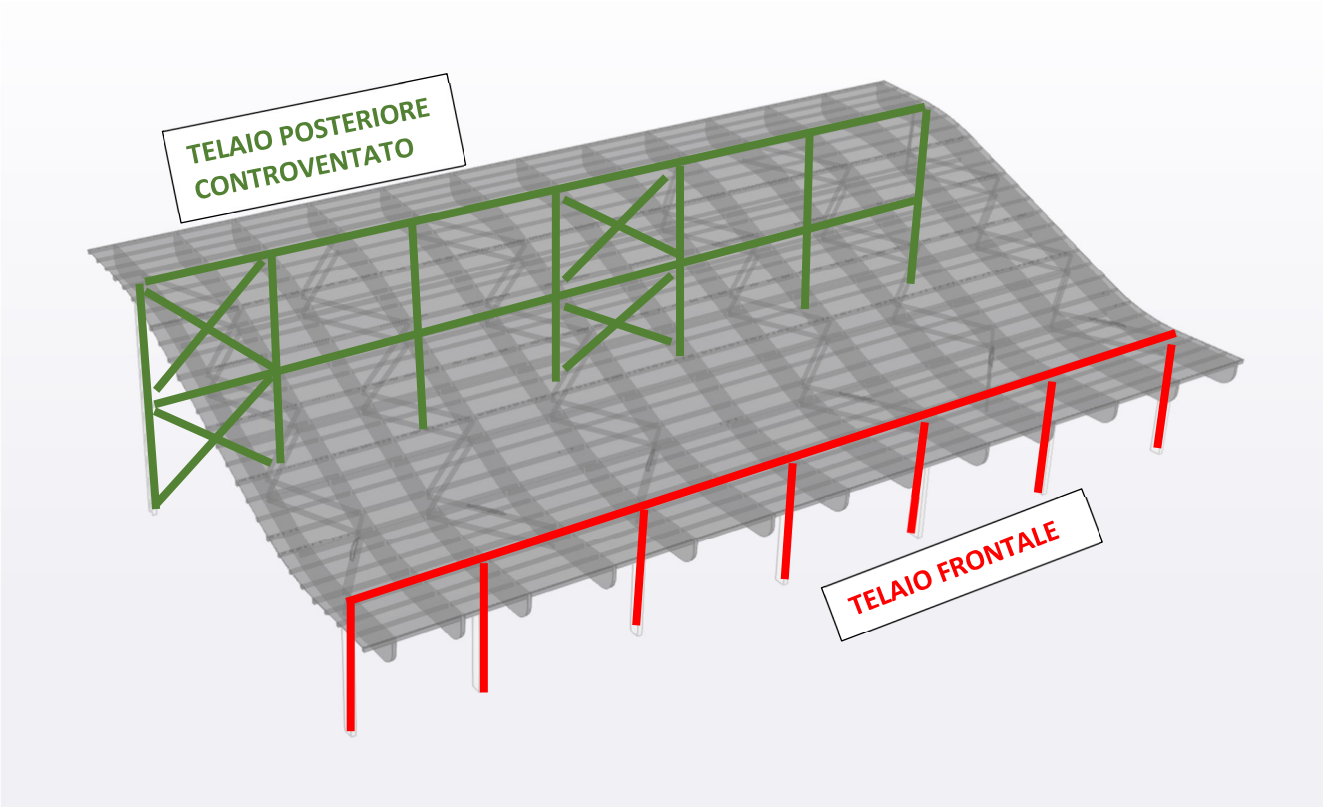
Le unità di misura elencate sono in [cm, kN, deg] ove non espressamente specificato.

Contesto: *contesto di verifica.*
Rapporto V (%): *rapporto tra il modulo del taglio della struttura con fondazioni e quello della struttura incastrata con suolo A.*
Rapporto N (%): *rapporto tra lo sforzo normale della struttura con fondazioni e quello della struttura incastrata con suolo A.*
Verifica: *stato di verifica.*
Struttura con fondazioni: *forza risultante trasmessa all'estradosso della fondazione.*
Fx: *componente della forza lungo l'asse X globale. [kN]*
Fy: *componente della forza lungo l'asse Y globale. [kN]*
Fz: *componente della forza lungo l'asse Z globale. [kN]*
Struttura incastrata con suolo A: *forza risultante trasmessa all'estradosso della fondazione.*

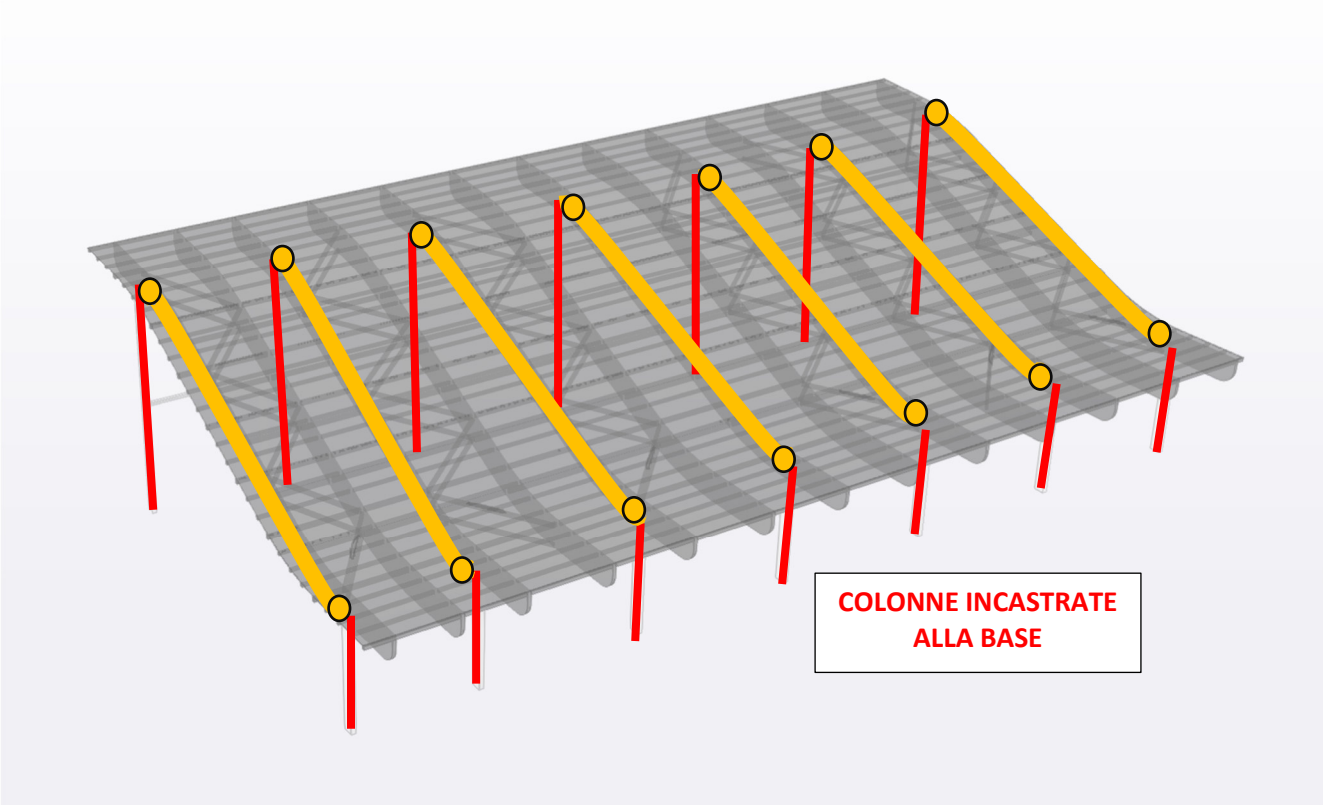
8.3. Modello di calcolo e schemi statici

Il modello di calcolo delle elevazioni è stato creato utilizzando prevalentemente elementi monodimensionali tipo “beam” con interazione reciproca in corrispondenza dei nodi di estremità. Nelle interfacce tra elementi con eccentricità non trascurabili sono stati inseriti degli elementi fittizi (rigid link) al fine di simulare correttamente il trasferimento delle forze tra gli elementi; un esempio di tale modellazione è rappresentata dal nodo di giunzione tra le travi in legno della copertura e la trave di appoggio in acciaio.

Lo schema statico generale di funzionamento della struttura è descritto nelle immagini riportate in seguito. La copertura risulta essere un elemento in appoggio (no incastri di estremità) su due telai, uno frontale e uno posteriore; il telaio frontale è costituito da un telaio incastrato sia alla base che nel nodo trave-colonna; il telaio posteriore invece è un telaio controventato. In direzione trasversale invece il funzionamento è legato all’incastro alla base delle colonne (essendo la trave in legno della copertura incernierata). A causa della diversa altezza dei due telai e della conseguente rigidezza della colonna frontale rispetto a quella posteriore, per azioni orizzontali in senso trasversale la rigidezza della struttura sarà garantita maggiormente dalla colonna frontale (più rigida e che pertanto assorbe la quota maggiore dello sforzo).



Schema statico – telaio frontale – FORZE LONGITUDINALI

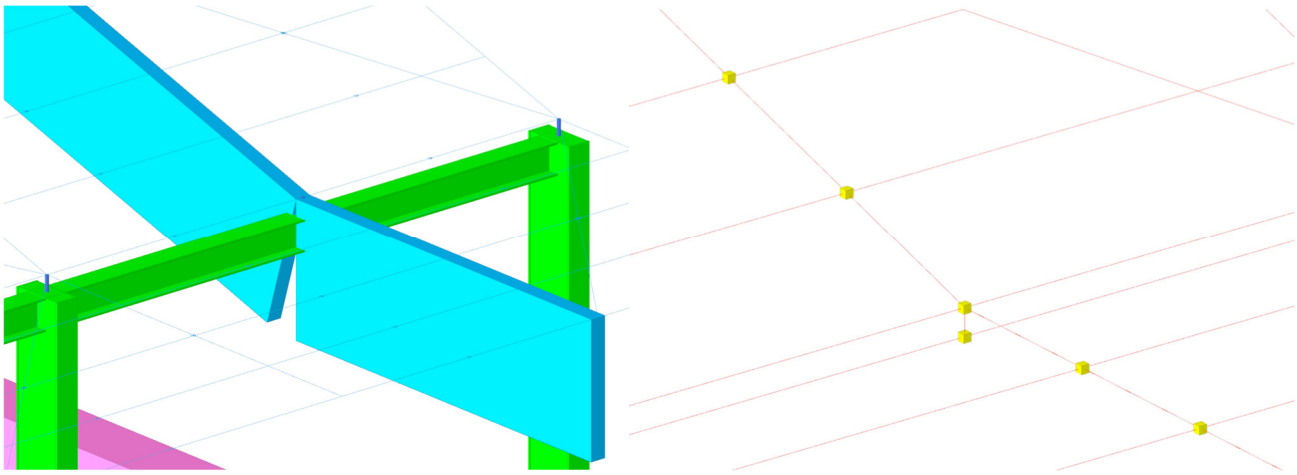


Schema statico – FORZE TRASVERSALI

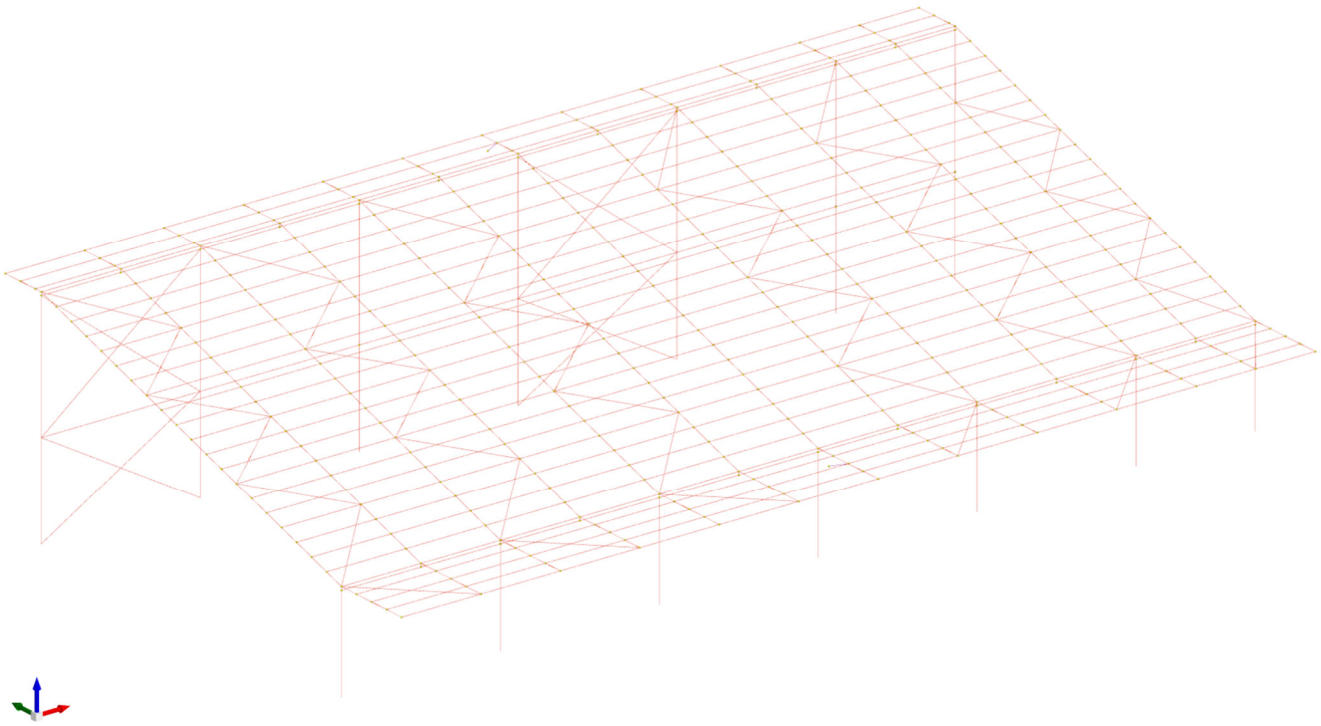
Le fondazioni saranno modellate come elementi beam per i pali di fondazione vincolati con molle sia orizzontali che verticali; alla base delle colonne ci saranno dei plinti modellati come elementi plate e collegati tra loro con travi di fondazione modellate come elementi beam; anche gli elementi superficiali di fondazioni saranno vincolati con molle verticali secondo il modello di Winkler.

Al fine di poter valutare il corretto comportamento delle fondazioni (molle reagenti a sola compressione) si esegue sul modello una analisi statica non lineare.

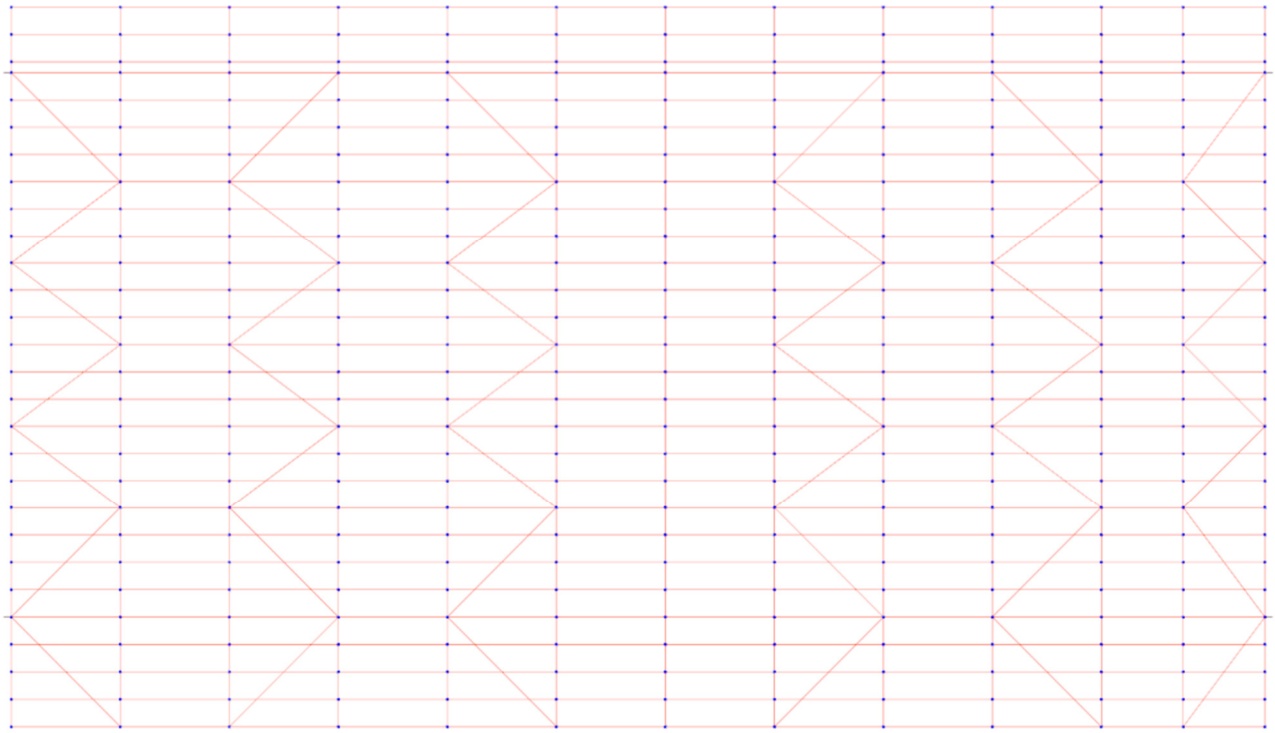
Si riportano di seguito alcune immagini del modello unifilare di calcolo utilizzato per le valutazioni presenti nei capitoli successivi.



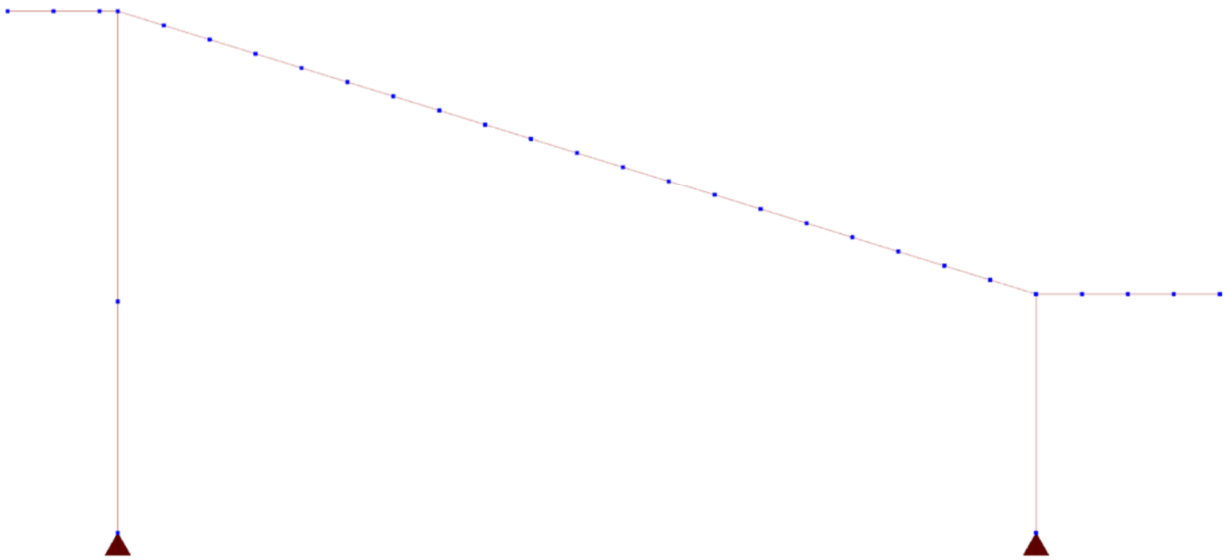
Esempio rigid link per eccentricità appoggio travi



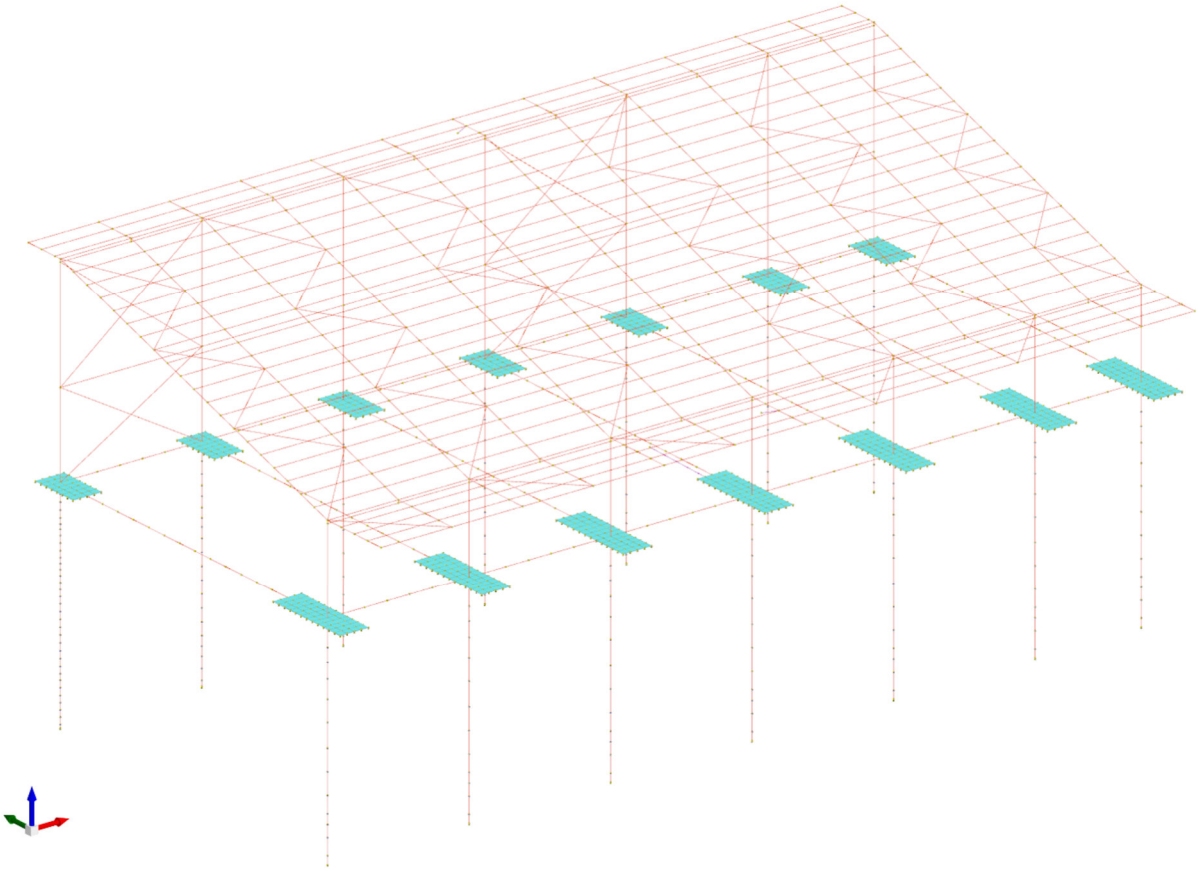
Modello FEM – Vista 3D - strutture in elevazione



Modello FEM – Pianta copertura



Modello FEM – Sezione trasversale



Modello FEM – Vista 3D - con fondazioni su pali

8.4. Ipotesi semplificative

Il modello globale della struttura considera le travi principali in legno lamellare con geometria rettilinea senza i raccordi curvi previsti alle estremità, tale semplificazione di calcolo non modifica il comportamento globale della struttura in quanto i carichi interessati sono i medesimi della situazione reale.

8.5. Rigidezza di impalcato

L'impalcato risulta composto da un tavolato in legno, dagli arcarecci, dalle travi principali e dai diagonali di controventamento di falda. Tale impalcato, per quanto non si discosti di molto, non rispetta le condizioni minime previste dalla normativa per essere considerato un impalcato infinitamente rigido, sarebbe altresì sbagliato però trascurare la sua rigidezza nel piano della falda. Per questo motivo gli elementi solaio modellati presentano una rigidezza membranale finita e proporzionale allo spessore del tavolato e alla rigidezza del materiale.

8.6. Modi di vibrare

Nel presente paragrafo si analizzano i modi di vibrare della struttura che fornisce una valutazione globale sul comportamento del sistema soggetto a sisma.

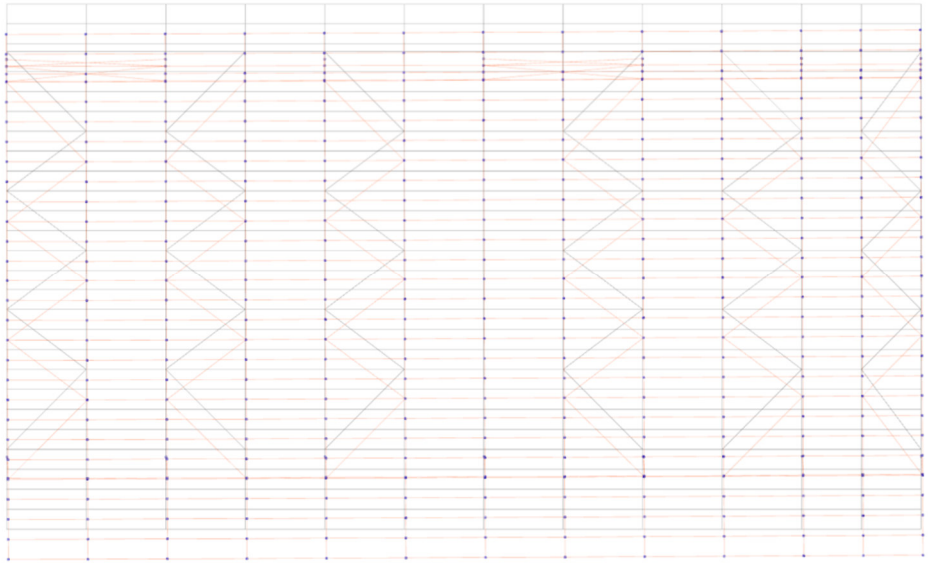
La seguente tabella elenca i primi 20 modi di vibrare della struttura ordinati dal periodo più alto al più basso, riportando allo stesso tempo la percentuale di massa eccitata nelle due direzioni principali dell'edificio.

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	0.6280	0.04%	98.47%
2	0.5171	31.93%	0.30%
3	0.3958	67.67%	0.02%
4	0.1190	0.00%	0.00%
5	0.1107	0.00%	0.18%
6	0.1095	0.00%	0.21%
7	0.1090	0.00%	0.37%
8	0.1073	0.00%	0.01%
9	0.1069	0.00%	0.00%
10	0.1056	0.00%	0.00%
11	0.1049	0.00%	0.09%
12	0.1017	0.00%	0.00%
13	0.1013	0.00%	0.00%
14	0.1012	0.00%	0.00%
15	0.1005	0.00%	0.00%
16	0.0958	0.01%	0.00%
17	0.0938	0.02%	0.00%
18	0.0907	0.00%	0.11%
19	0.0893	0.00%	0.17%
20	0.0850	0.00%	0.00%
Totale		99.68%	99.94%

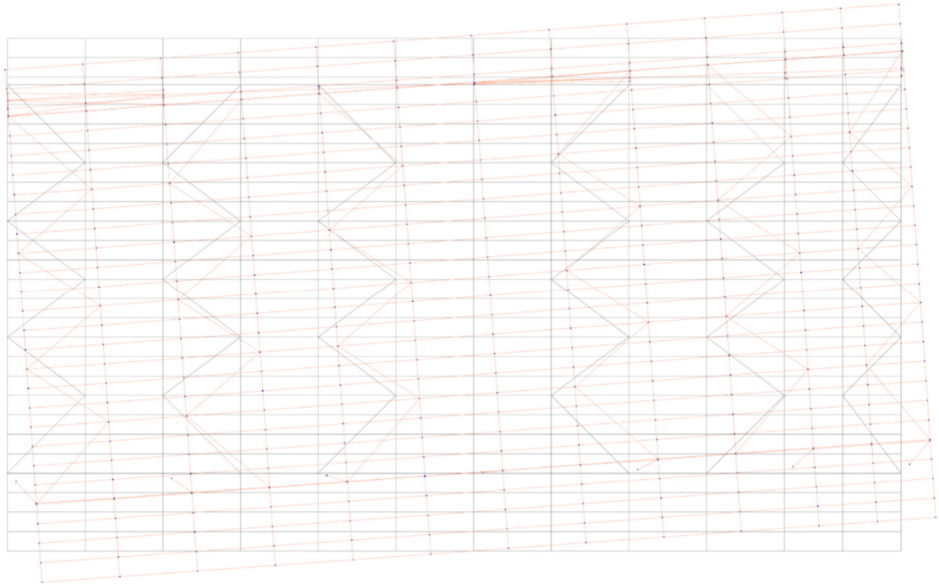
Il primo modo di vibrare ad attivarsi eccita la quasi totalità della massa in direzione Y con un periodo di 0,63 s, mentre il secondo e terzo modo di vibrare eccitano il 32% e 67,7% della massa in X con un periodo di 0,52 s e 0,39 s. I modi successivi non presentano percentuali rilevanti di massa.

Una prima osservazione guardando l'entità dei periodi principali riguarda la rigidezza del sistema struttura nei confronti dell'azione sismica mettendola in relazione agli spettri di progetto. Da questo punto di vista la struttura si presenta come abbastanza rigida tanto da collocarsi nella zona di massimo degli spettri di progetto (plateau degli spettri compreso tra 0,4 e 0,6 secondi). Questo comporta accelerazioni di progetto alte e conseguentemente sezioni resistenti adeguate. Un'altra evidenza riguarda la diversa rigidezza strutturale nelle due direzioni principali, struttura più flessibile in direzione trasversale a conferma dello schema di colonne incastrate e trave appoggiata, struttura più rigida in direzione longitudinale con schema a telaio per quanto riguarda le colonne frontali con aggiunta di controventi di parete per quanto riguarda le colonne retrostanti di altezza maggiore.

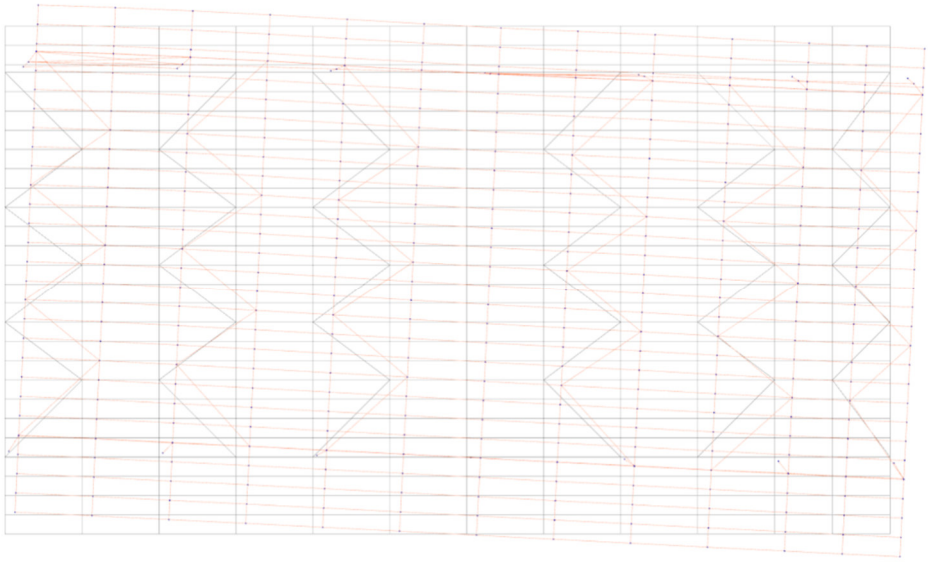
Si riportano ora le deformate dei 3 principali modi di vibrare della struttura.



1° Modo di vibrare (T=0,63 s) - $M_Y = 98\%$



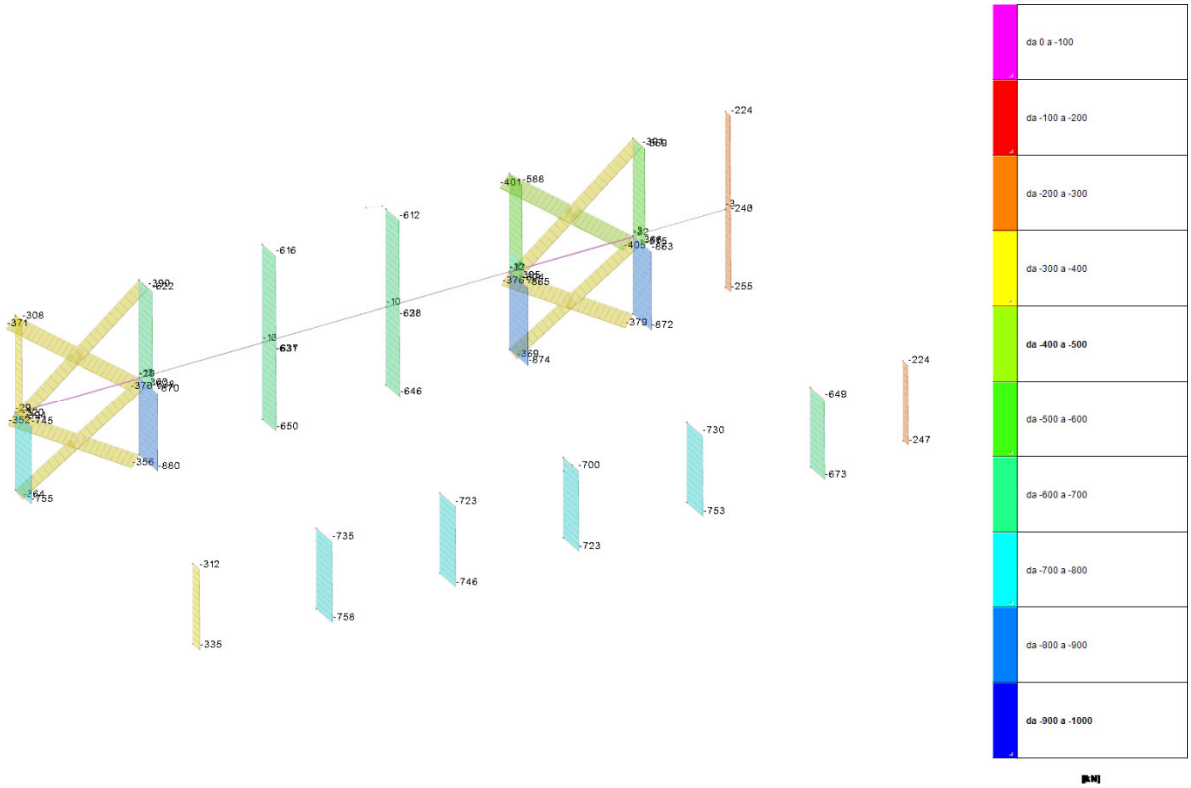
2° Modo di vibrare (T=0,52 s) - $M_X = 32\%$



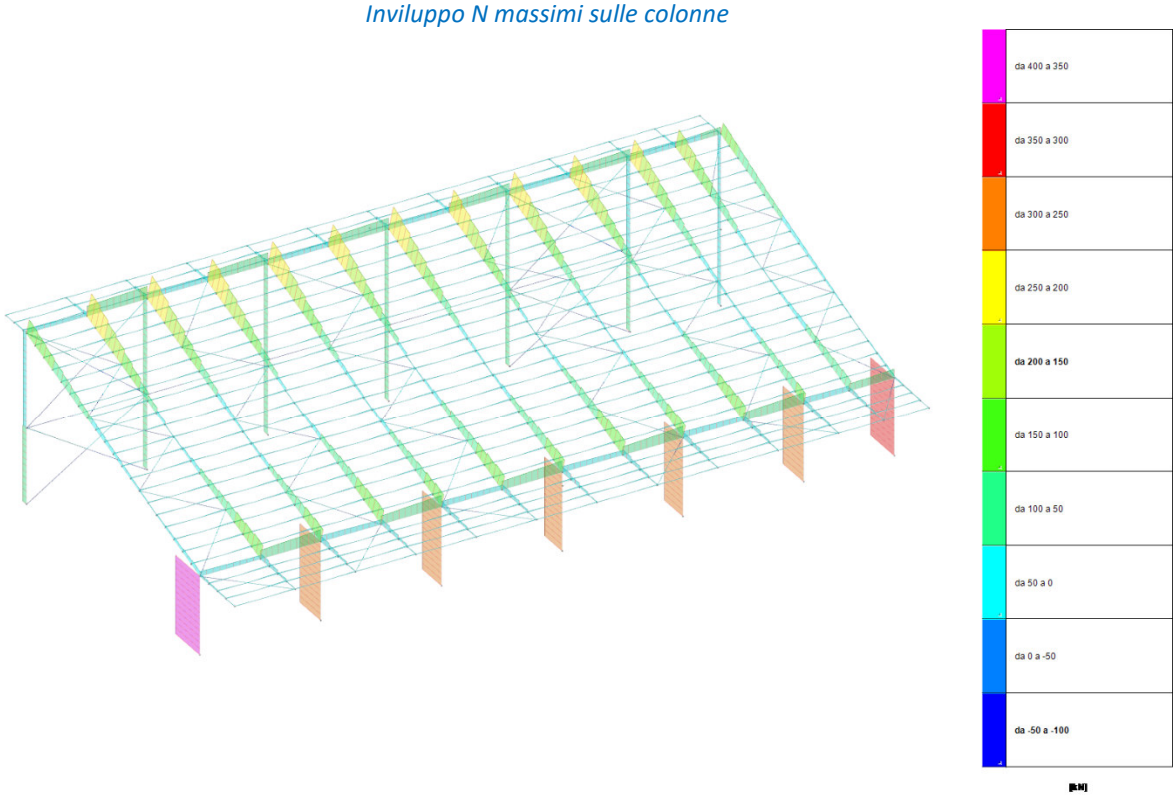
3° Modo di vibrare (T=0,39 s) - $M_X = 67\%$

9. RISULTATI DI CALCOLO

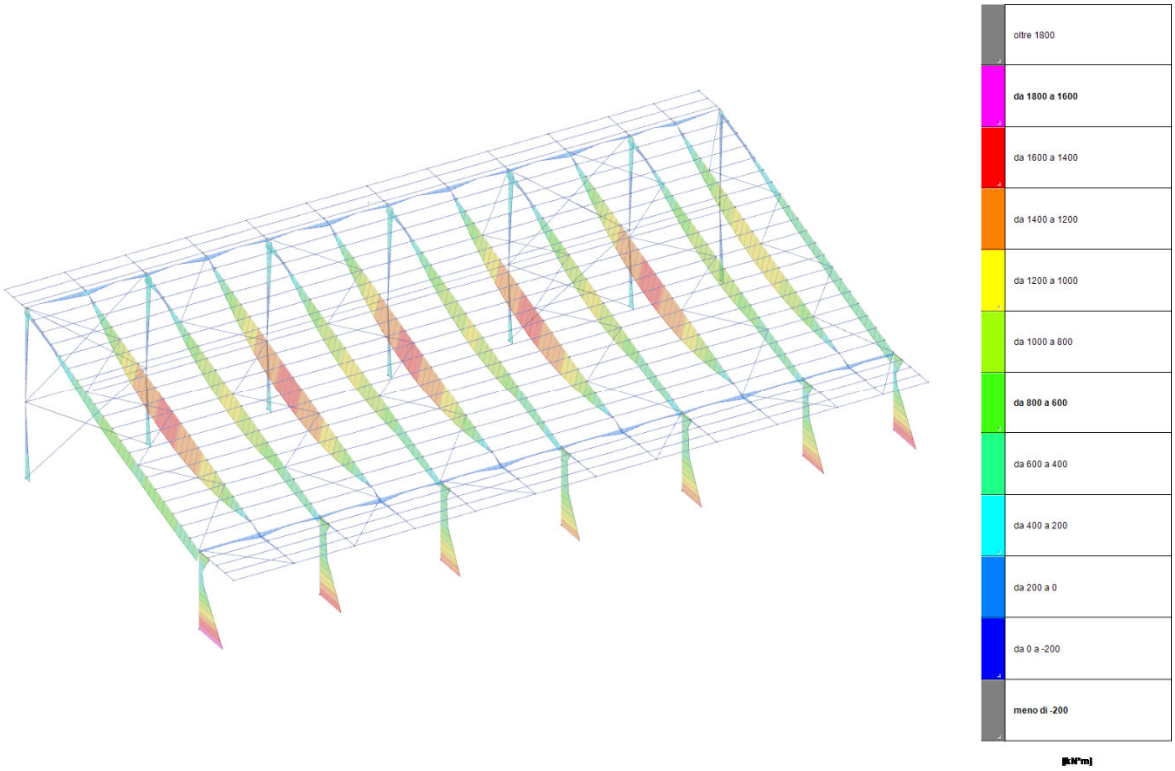
9.1. Sollecitazioni



Inviluppo N massimi sulle colonne



Inviluppo tagli F2 massimi



Inviluppo momenti flettenti M3 massimi

9.2. Spostamenti

Nelle immagini seguenti si riportano alcuni grafici relativi agli spostamenti dei principali elementi strutturali.

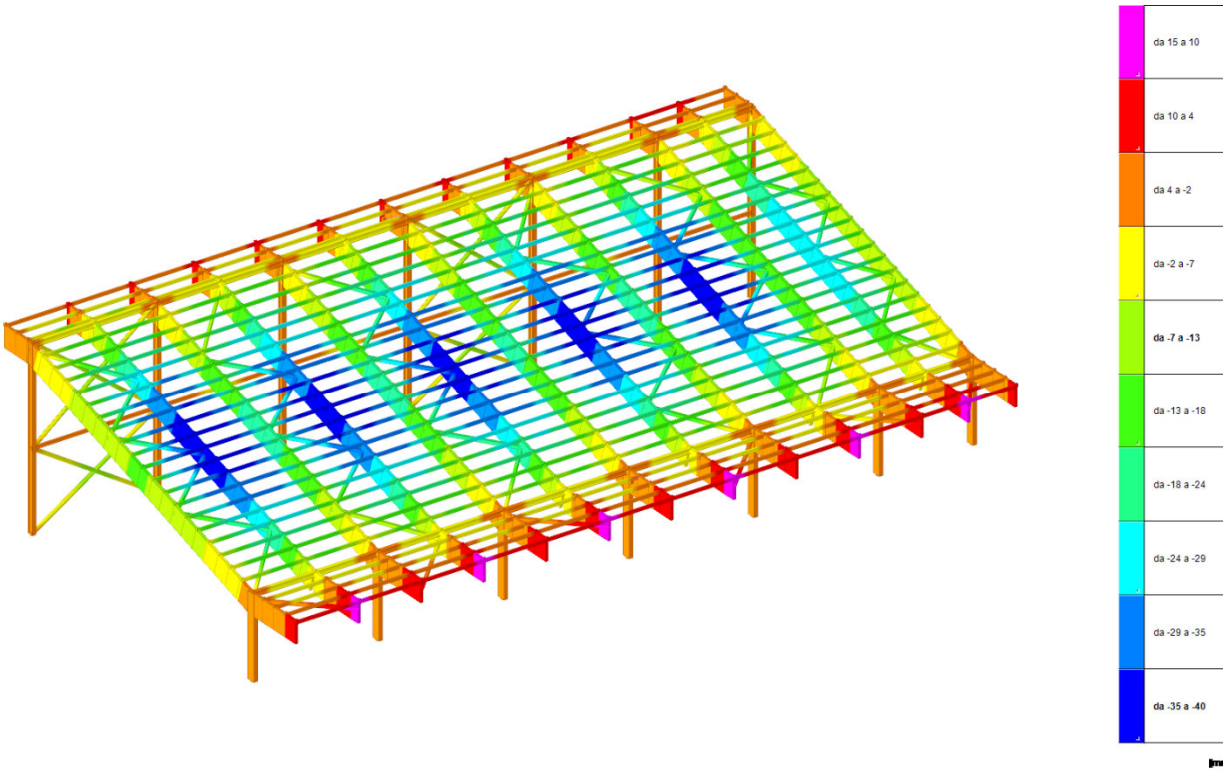
Nello specifico:

- Spostamenti in direzione verticale per combinazione SLE di soli carichi permanenti;

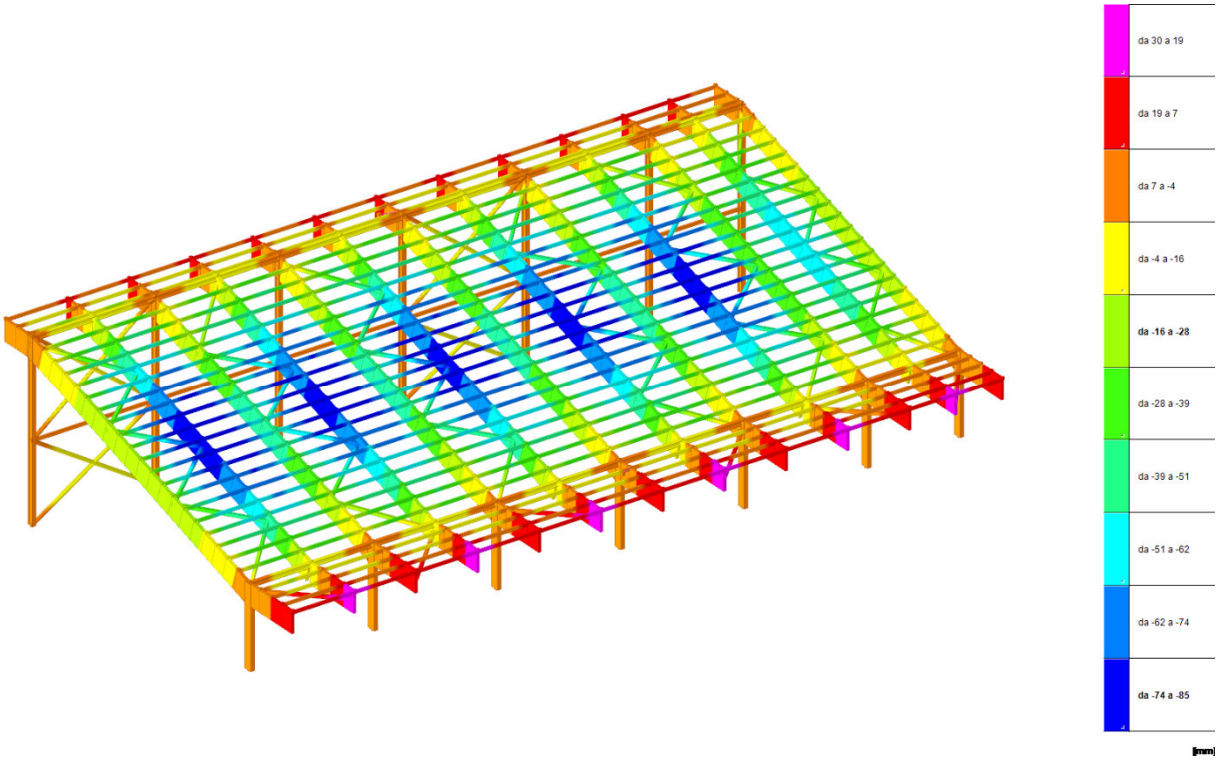
- Spostamenti in direzione verticale per combinazione SLE con aggiunta di carico neve e vento in combinazione con neve dominante;

- Spostamenti in direzione X con sisma nella combinazione SLV1 (Sisma X 100% + Sisma Y 30%);

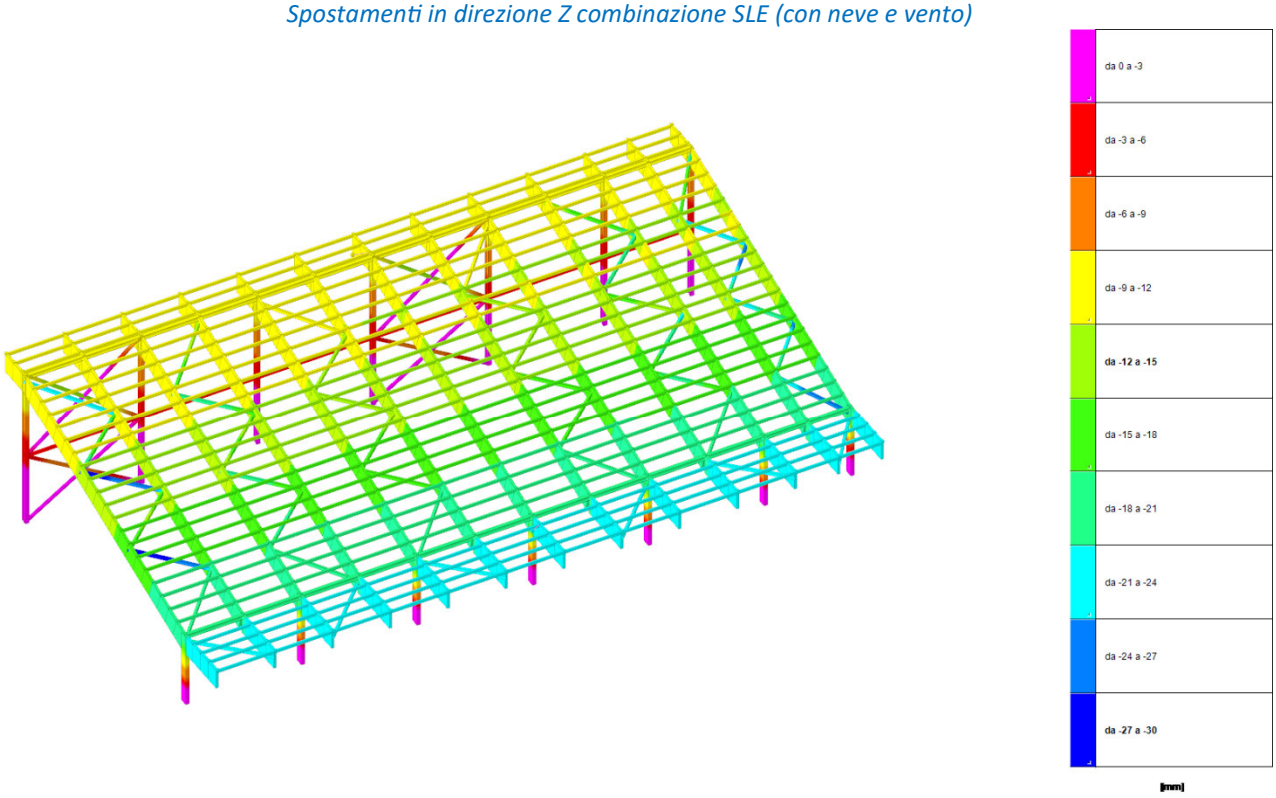
- Spostamenti in direzione Y con sisma nella combinazione SLV5 (Sisma X 30% + Sisma Y 100%).



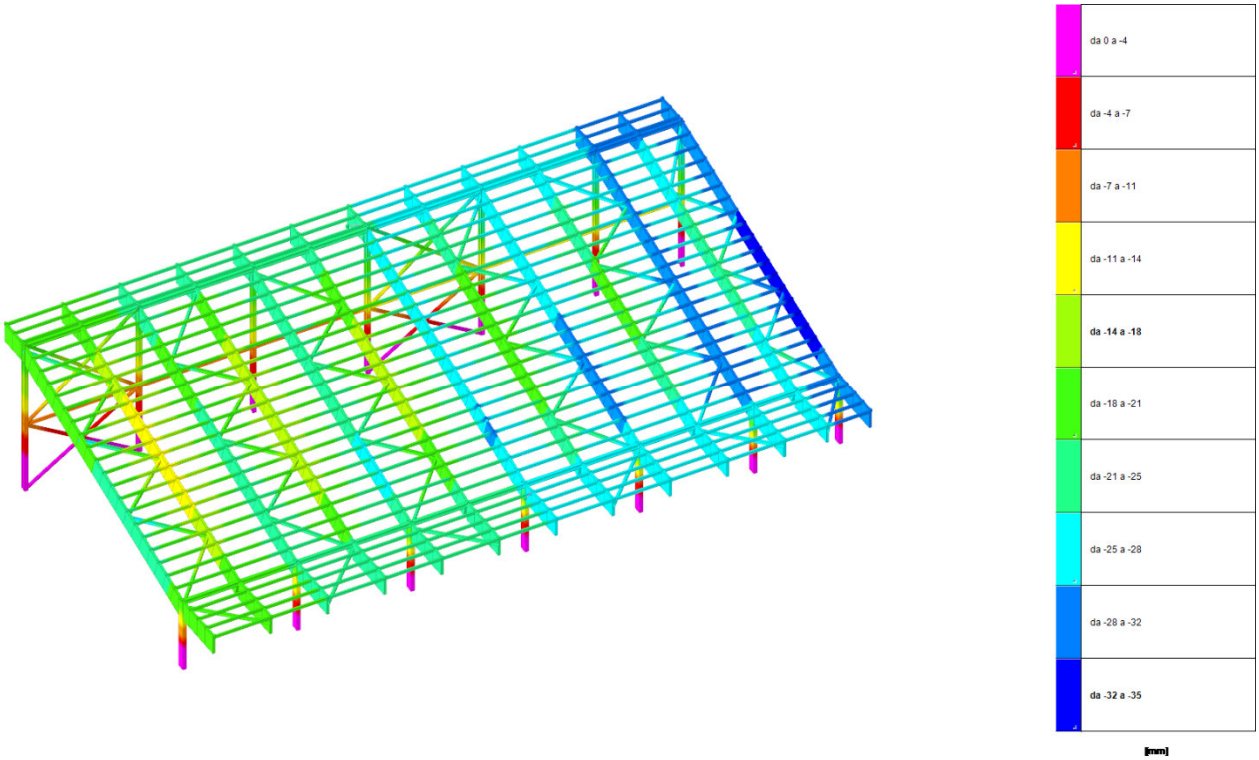
Spostamenti in direzione Z combinazione SLE (solo carichi permanenti)



Spostamenti in direzione Z combinazione SLE (con neve e vento)



Spostamenti in direzione X combinazione SLV1



Spostamenti in direzione Y combinazione SLV5

10. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI

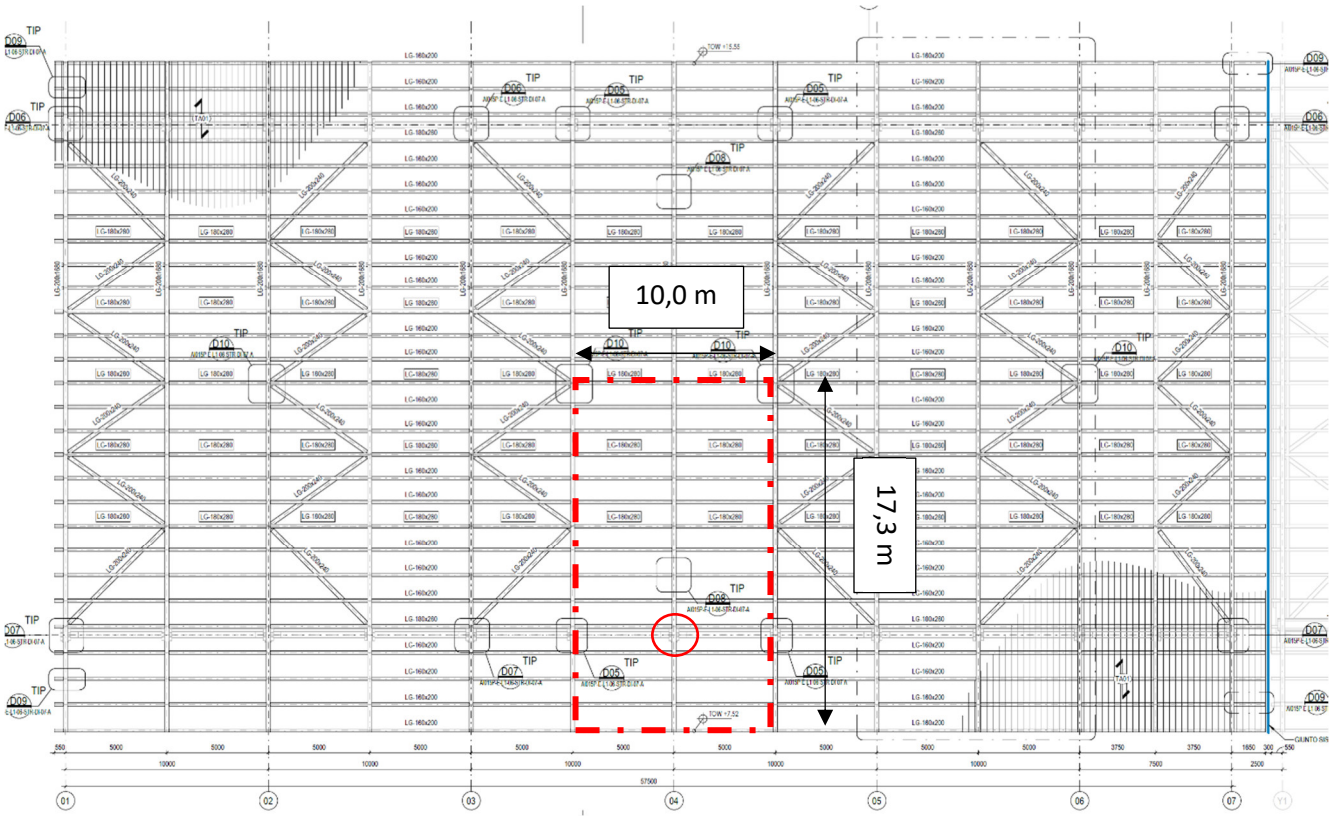
Nel presente capitolo si eseguono dei calcoli manuali da confrontare con i risultati ottenuti dal programma di calcolo per verificare la correttezza delle elaborazioni eseguite.

Per eseguire tali confronti si prende in considerazione:

- Lo sforzo normale agente su una colonna in combinazione SLU;
- Il taglio totale alla base della struttura in combinazione sismica SLV.

10.1. Sforzo normale su colonna

Si fa riferimento ad una colonna sul lato frontale in posizione centrale.



L'area di influenza dei carichi su tale colonna è pari a:

$$A_{inf} = 10 * 17{,}3 = 173\ m^2$$

Il carico di superfice, in combinazione SLU con solo carico variabile da neve, che insiste sull'area di influenza individuata è pari a:

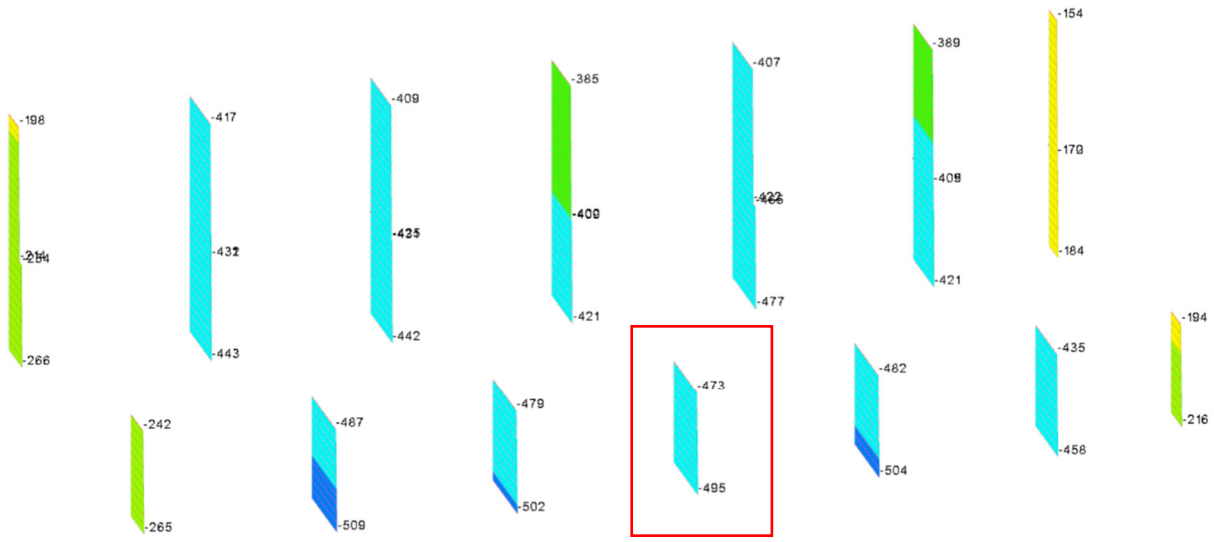
$$q_{SLU} = 1{,}3 * 0{,}2 + 1{,}5 * 0{,}55 + 1{,}5 * 0{,}55 = 1{,}91\ kN/m^2$$

Il peso degli elementi modellati che scaricano sulla colonna è di seguito riportato per tipo di elemento:

	$Peso\ totale$	$Coefficiente\ \gamma_{G1}$	$Peso\ per\ analisi$
$Travi\ principali\ 20x168\ cm$	$52{,}80\ kN$	$1{,}3$	$68{,}65\ kN$
$Arcarecci\ 16x20\ cm$	$19{,}2\ kN$	$1{,}3$	$25{,}00\ kN$
$Travi\ HEA400$	$12{,}50\ kN$	$1{,}3$	$16{,}30\ kN$
$Colonna$	$17{,}30\ kN$	$1{,}3$	$22{,}50\ kN$
			$132{,}50\ kN$

Lo sforzo normale totale derivante dai calcoli sopra riportati viene di seguito confrontato con lo sforzo normale derivante dall'analisi numerica eseguita con il programma di calcolo:

$Calcolo\ manuale$	$N_{Ed} = 462{,}93\ kN$	$-6{,}48\ \%$
$Calcolo\ numerico$	$N_{Ed} = 495{,}00\ kN$	



La sollecitazione derivata dal calcolo manuale differisce dal calcolo automatico per un valore inferiore al 10%.

10.2. Taglio totale alla base

Per verificare che la forzante sismica determinata dal programma di calcolo sia corretta si effettuerà un controllo sul tagliante totale alla base determinato mediante un calcolo manuale.

La seguente tabella riporta la massa sismica totale suddivisa per i vari elementi partecipanti:

$Tavolato\ e\ pacchetto\ di\ copertura$	$0{,}75 * 57{,}5 * 33 = 1423{,}13\ kN$
$Travi\ principali\ 20x168\ cm$	$686{,}35\ kN$
$Arcarecci\ 16x20\ cm$	$237\ kN$
$Controventi\ 20x24\ cm$	$51{,}68\ kN$
$Travi\ in\ acciaio$	$167{,}98\ kN$
$Controventi\ di\ parete$	$50{,}57\ kN$
$Metà\ peso\ colonne\ frontali$	$\frac{121{,}24}{2} = 60{,}62\ kN$
$Metà\ peso\ colonne\ posteriori$	$\frac{146{,}65}{2} = 73{,}32\ kN$
Massa sismica totale	**2750 *kN***

Dall'analisi modale si evince che il periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica ricade nel tratto del plateau dello spettro di progetto per entrambe le direzioni principali. Si ricava il valore dell'accelerazione agente:

$$a_g/_g = 0{,}772$$

Il tagliante sismico alla base derivante da queste valutazioni è quindi pari a:

$$F_{sismica} = 2750 * 0{,}772 = 2123\ kN$$

		X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	SLD 8	-349.97	980.42	-2934.56	-140.8	980.42	-2904.06
Fondazione	SLD 9	349.97	-980.42	-2934.56	143.82	-980.42	-2905.54
Fondazione	SLD 10	349.97	-980.42	-2934.56	143.82	-980.42	-2905.54
Fondazione	SLD 11	349.97	980.42	-2934.56	126.5	980.42	-2901.64
Fondazione	SLD 12	349.97	980.42	-2934.56	126.5	980.42	-2901.64
Fondazione	SLD 13	1166.56	-294.13	-2934.56	449.71	-294.13	-2901.44
Fondazione	SLD 14	1166.56	-294.13	-2934.56	449.71	-294.13	-2901.44
Fondazione	SLD 15	1166.56	294.13	-2934.56	444.8	294.13	-2900.29
Fondazione	SLD 16	1166.56	294.13	-2934.56	444.8	294.13	-2900.29
Fondazione	SLV 1	-2183.83	-638.2	-2934.56	-863.45	-638.2	-2913.29
Fondazione	SLV 2	-2183.83	-638.2	-2934.56	-863.45	-638.2	-2913.29
Fondazione	SLV 3	-2183.83	638.2	-2934.56	-860.54	638.2	-2910.94
Fondazione	SLV 4	-2183.83	638.2	-2934.56	-860.54	638.2	-2910.94
Fondazione	SLV 5	-655.15	-2127.32	-2934.56	-220.48	-2127.32	-2911.21
Fondazione	SLV 6	-655.15	-2127.32	-2934.56	-220.48	-2127.32	-2911.21
Fondazione	SLV 7	-655.15	2127.32	-2934.56	-277.06	2127.32	-2902.79
Fondazione	SLV 8	-655.15	2127.32	-2934.56	-277.06	2127.32	-2902.79
Fondazione	SLV 9	655.15	-2127.32	-2934.56	274.41	-2127.32	-2906.81

La seguente tabella riporta il confronto tra i taglianti alla base determinati dal software e i taglianti determinati da semplice calcolo manuale:

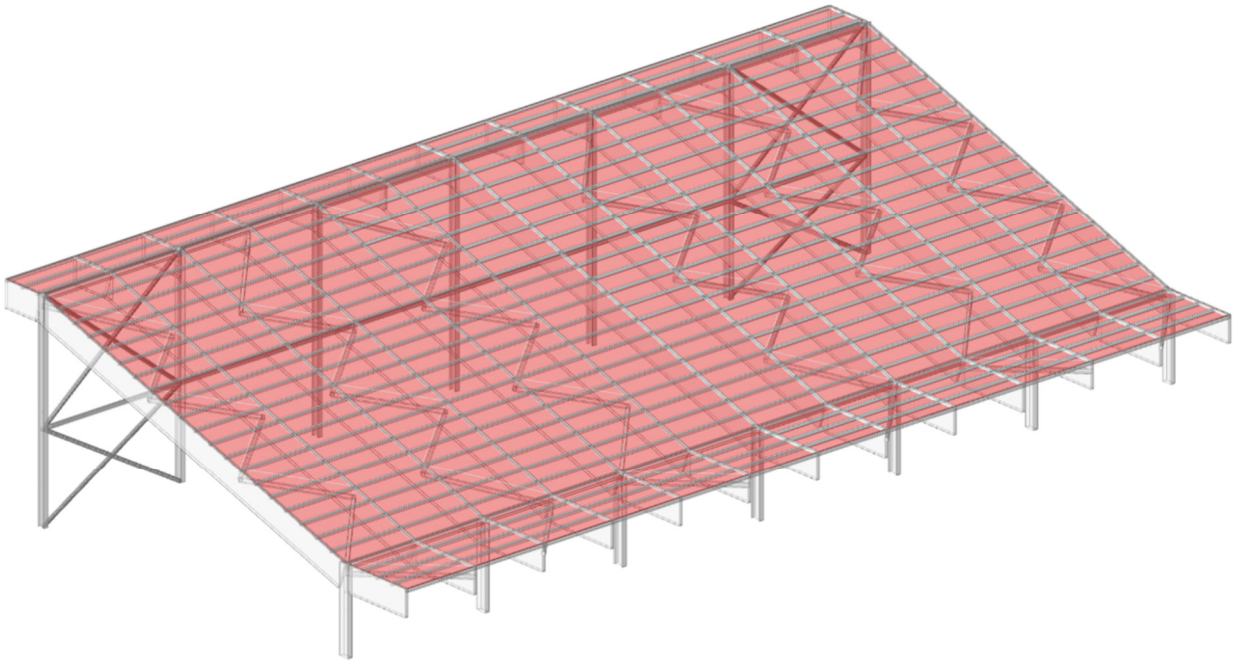
$Calcolo\ manuale$	$F_X = 2123{,}00\ kN$	$F_Y = 2123{,}00\ kN$
$Calcolo\ numerico$	$F_X = 2183{,}83\ kN$	$F_Y = 2127{,}32\ kN$
$Differenza$	$-2{,}78\%$	$-0{,}20\%$

Le differenze tra i valori sono inferiori al 3% in entrambe le direzione principali.

11. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

11.1. Tavolato

Il tavolato di copertura di spessore 25 mm copre la luce tra gli arcarecci successivi di 1,35 metri. La verifica viene condotta utilizzando un foglio di calcolo che recepisce le direttive delle NTC'18 e EC5, applicando la condizione di carico più sfavorevole e lo schema statico di semplice appoggio.



Si riportano i tabulati di verifica di seguito precisando che si considera una classe di durata del carico BREVE e di conseguenza un coefficiente $k_{mod} = 0{,}90$. Tale coefficiente viene applicato direttamente ai valori di sollecitazione.

Il calcolo delle frecce massime è stato eseguito secondo lo schema semplificato di trave in semplice appoggio.

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO NTC2018/EC5

ELEMENTO : **TAV.**

DATI

Materiale

Classe di resistenza		**C24**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	24,0	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	14,5	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	0,4	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	21,0	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	2,5	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	4,0	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	-	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	11000	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	7400	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	370	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	-	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	690	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	-	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	-	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	-	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	350	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	420	kg/m^3

Geometria

Lunghezza elemento	L =	**1 35**	*m*
Altezza	h =	**25**	*mm*
Larghezza	b =	**1000**	*mm*
Area	A =	250	cm^2
Momento di inerzia 1	I_1 =	130	cm^4
Momento di inerzia 2	I_2 =	208333	cm^4
Momento di inerzia torsionale	J_{tor} =	685	cm^4
Modulo di resistenza 1	W_1 =	104	cm^3
Modulo di resistenza 2	W_z =	4167	cm^3

Condizioni ambientali

Classe di servizio	**CS.2**	
Temperatura	20	°C
Umidità relativa dell'aria circostante	<85	%
Umidità relativa media per conifere	<18	%

Coefficienti correttivi

Definizione coefficienti correttivi della resistenza			k_{mod}	
Classi di durata:				
Carichi permanenti (durata maggiore di 10 anni)		k_{mod}=	0,6	
Carico lunga durata (6-10 mesi)		k_{mod}=	0,7	
Carico di media durata (1 settimana-6 mesi)		k_{mod}=	0,8	
Carico breve durata (< 1 settimana)		k_{mod}=	0,9	
Carico istantaneo		k_{mod}=	1,1	
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	k_{def}=	0,8	
coefficiente di forma		k_m=	**0 70**	
coefficiente parziale di sicurezza	**Colonna B**	γ_M=	1,35	**NTC2018**

Carichi

Sollecitazioni di progetto combinazione SLU

Sforzo normale	$N_{ed^*} = N_{ed}/k_{mod} =$	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed^*} = V_{1,ed}/k_{mod} =$	**2,00**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed^*} = V_{2,ed}/k_{mod} =$	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed^*} = M_{1,ed}/k_{mod} =$	**0,70**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed^*} = M_{2,ed}/k_{mod} =$	**0**	*kNm*

Verifica SLU

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd*} = \frac{f_{vd}}{k_{mod}} = f_{vk}/\gamma_M =$	2,96	*N/mm²*			
altezza di progetto	$h_{eff} =$	25	*mm*			
larghezza di progetto	$b_d = bk_{cr} =$	714	*mm*			
Area resistente a taglio	$A_{eff} =$	17855	*mm²*			
Coefficiente riduttivo	$k_{cr} =$	0,71				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed}\,^*}{A_{eff}} =$	0,17	*MPa*			
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed}\,^*}{A_{eff}} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}{}^2 + \tau_{V2}{}^2} =$	0,17	*MPa*			
verifica taglio	$f_{vd*} =$ 2,96	>	0,17 $= \tau_{ed}$		ratio 0,06	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	15,56	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	17,78	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	17,78	*MPa*			
coefficiente correttivo	$k_h =$	1,00				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed}*}{W_1} =$	7	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed}*}{W_2} =$	0	*MPa*			
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70				
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,38	<	1	ratio 0,38	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,26	<	1	0,26	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	15,56	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	17,78	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	17,78	*MPa*
coefficiente correttivo	$k_h =$	1,00	
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed}*}{A} =$	0,00	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed}*}{W_1} =$	7	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed}*}{W_2} =$	0	*MPa*
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70	
Trave stabilizzata		N	

coefficiente correttivo	$k_{crit}=\begin{cases}1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m}<0.75\\ 1.56-0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75<\lambda_{rel,m}\le 1.40\\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m}>1.40\end{cases}$	$\Rightarrow$	1,00	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}=\sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}=$		0,34	
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit}=\frac{M_{1,crit}}{W_1}=$		204,26	*MPa*
Momento flettente critico	$M_{crit}=\frac{\pi}{L_{eff}}\sqrt{E_{0,05}\cdot g_{0.05}\cdot J_Z\cdot J_{tor}}=$		21	*kNm*
Lunghezza efficace della trave	$L_{eff}=\alpha L=$		1,22	*m*
Coefficiente correttivo	$\alpha=$		0,90	

					ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho=\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2+\frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit}f_{m,1,d*}}+k_m\frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}}=$	**0,38**	<	**1**	0,38	VERIFICATO
	$\rho=\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2+k_m\frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}}+\frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit}f_{m,2,d*}}=$	**0,26**	<	**1**	0,26	VERIFICATO

Verifica SLE

Coefficienti correttivi

Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	$k_{def}=$	0,8	
coefficiente di forma		$k_m=$	0,70	

Valori di deformazione istantanea

freccia istantanea per carichi permanenti G1+G2	$f_{ist,G}=$	**20**	*mm*
freccia istantanea per carico da neve N	$f_{ist,N}=$	**14**	*mm*
freccia istantanea per carico da vento W	$f_{ist,W}=$	**18**	*mm*

Verifica a deformazione istantanea

luce di calcolo		$L=$	1,4	*m*		
freccia massima ammissibile		$\delta_{lim}=L/300=$	4,5	*mm*		
					ratio	
verifica (neve prevalente)	$f_{ist,N}<\delta_{lim}$	**14**	<	**45**	0,32	VERIFICATO
verifica (vento prevalente)	$f_{ist,W}<\delta_{lim}$	**18**	<	**45**	0,40	VERIFICATO

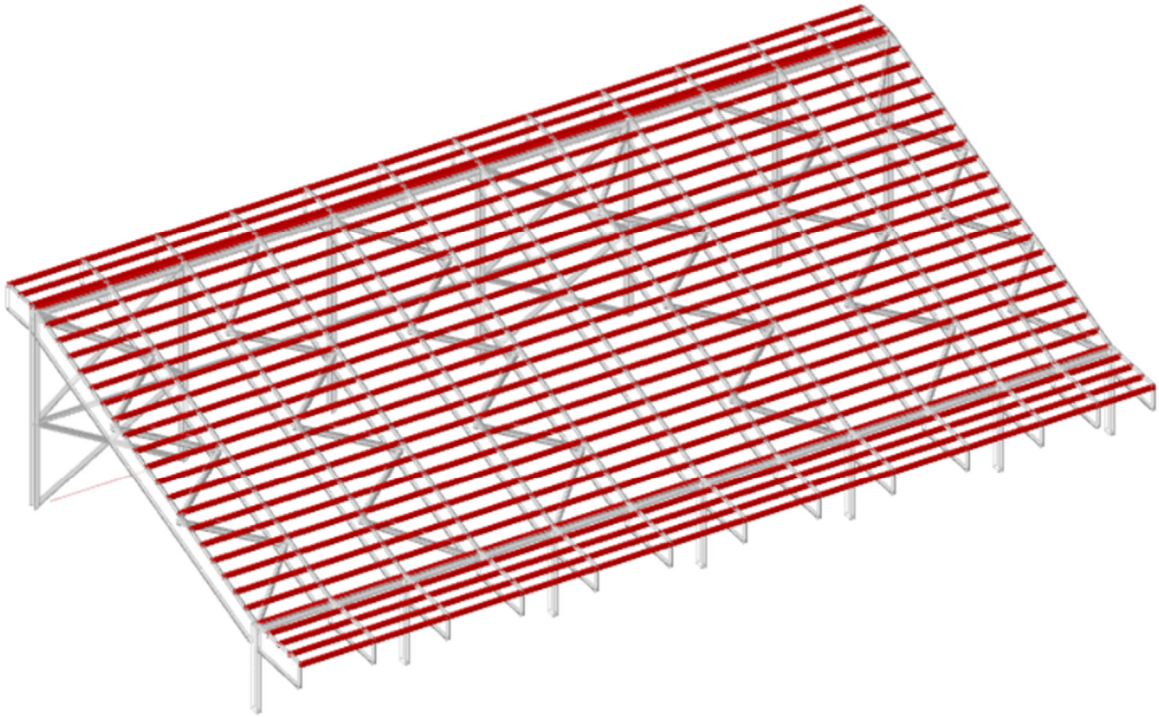
Verifica a deformazione finale

luce di calcolo		$L=$	1,35	*m*		
freccia massima ammissibile		$\delta_{lim}=L/200=$	6,8	*mm*		
freccia finale G+N		$f_{max,fin,N}=f_{ist,G}(1+k_{def})+f_{ist,N}(1+\psi_{2,N}\cdot k_{def})=$	4,9	*mm*		
freccia finale G+W		$f_{max,fin,W}=f_{ist,G}(1+k_{def})+f_{ist,W}(1+\psi_{2,W}\cdot k_{def})=$	5,3	*mm*		
					ratio	
verifica :	$f_{max,finN}<\delta_{lim}$	**49**	<	**68**	0,73	VERIFICATO
verifica :	$f_{max,fin,W}<\delta_{lim}$	**53**	<	**68**	0,79	VERIFICATO

Il tavolato così dimensionato soddisfa sia le verifiche di resistenza a taglio e flessione che le verifiche di deformabilità ai carichi verticali.

11.2. Arcarecci

Gli arcarecci, a sezione rettangolare 16x20 cm, sono disposti in andamento con le travi di copertura sono posti ad interasse massimo di 1,35 metri in direzione orizzontale. La verifica viene condotta utilizzando un foglio di calcolo che recepisce le direttive delle NTC'18 e EC5, applicando la condizione di carico più sfavorevole e lo schema statico di semplice appoggio.



Si riportano i tabulati di verifica di seguito precisando che si considera una classe di durata del carico BREVE e di conseguenza un coefficiente $k_{mod} = 0{,}90$. Tale coefficiente viene applicato direttamente ai valori di sollecitazione.

Il calcolo delle frecce massime è stato eseguito secondo lo schema semplificato di trave in semplice appoggio.

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO NTC2018/EC5

ELEMENTO : **ARCAR**

DATI

Materiale

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	28,0	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	22,3	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	0,5	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	28,0	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	2,5	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	3,5	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	1,2	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	12600	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	10500	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	300	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	250	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	650	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	540	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	65	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	54	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	425	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	460	kg/m^3

Geometria

Lunghezza elemento	L =	**4.84**	*m*
Altezza	h =	**200**	*mm*
Larghezza	b =	**160**	*mm*
Area	A =	320	cm^2
Momento di inerzia 1	I_1 =	10667	cm^4
Momento di inerzia 2	I_2 =	6827	cm^4
Momento di inerzia torsionale	J_{tor} =	15111	cm^4
Modulo di resistenza 1	W_1 =	1067	cm^3
Modulo di resistenza 2	W_z =	853	cm^3

Condizioni ambientali

Classe di servizio	**CS.2**	
Temperatura	20	°C
Umidità relativa dell'aria circostante	<85	%
Umidità relativa media per conifere	<18	%

Coefficienti correttivi

Definizione coefficienti correttivi della resistenza			k_{mod}	
Classi di durata:				
Carichi permanenti (durata maggiore di 10 anni)		k_{mod}=	0,6	
Carico lunga durata (6-10 mesi)		k_{mod}=	0,7	
Carico di media durata (1 settimana-6 mesi)		k_{mod}=	0,8	
Carico breve durata (< 1 settimana)		k_{mod}=	0,9	
Carico istantaneo		k_{mod}=	1,1	
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	k_{def}=	0,8	
coefficiente di forma		k_m=	**0.70**	
coefficiente parziale di sicurezza	**Colonna B**	γ_M=	1,35	**NTC2018**

Esposizione al Fuoco

Dati generali

Resistenza al fuoco	R_t =	**60**	*min*
Coefficiente correttivo delle resistenze per fuoco	k_{fi} =	**1,15**	
Coefficiente correttivo della resistenza	$k_{mod,fi}$ = 1- 1/200 p/$A_{eff,fi}$ =	**0,81**	
coefficiente parziale di sicurezza in condizioni di fuoco	$\gamma_{M,fi}$=	**1,00**	
Velocità di carbonizzazione	β_0 =	**0,70**	*mm/min*
Limite sezione trasversale efficace	d_0 =	**7**	*mm*
profondità di carbonizzazione	d_{char} =	42	*mm*
profondità di carbonizzazione efficace	d_{ef} =	49	*mm*
Altezza efficace	$h_{eff,fi}$ =	151	*mm*
Larghezza efficace	$b_{eff,fi}$ =	62	*mm*
Area efficace	$A_{eff,fi}$ =	94	*cm* ^{2}
Momento di inerzia 1 efficace	$I_{1,eff,fi}$ =	1779	*cm* ^{4}
Momento di inerzia 2 efficace	$I_{2,eff,fi}$ =	300	*cm* ^{4}
Momento di inerzia torsionale efficace	$J_{tor,eff,fi}$ =	840	*cm* ^{4}
Modulo di resistenza 1 efficace	$W_{1,eff,fi}$ =	236	*cm* ^{3}
Modulo di resistenza 2 efficace	$W_{z,eff,fi}$ =	97	*cm* ^{3}

Carichi

Sollecitazioni di progetto combinazione SLU

Sforzo normale	$N_{ed^*} = N_{ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed^*} = V_{1,ed}/k_{mod}$ =	**10,00**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed^*} = V_{2,ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed^*} = M_{1,ed}/k_{mod}$ =	**12,50**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed^*} = M_{2,ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kNm*

Sollecitazioni di progetto combinazione FUOCO

Sforzo normale	$N_{ed,fi}$ =	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed,fi}$ =	**3,50**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed,fi}$ =	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed,fi}$ =	**4,50**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed,fi}$ =	**0**	*kNm*

Verifica SLU

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd*} = \frac{f_{vd}}{k_{mod}} = f_{vk}/\gamma_M =$	2,59	*N/mm* ^{2}
altezza di progetto	h_{eff}=	200	*mm*
larghezza di progetto	$b_d = bk_{cr} =$	114	*mm*
Area resistente a taglio	A_{eff}=	22854	*mm* ^{2}
Coefficiente riduttivo	k_{cr}=	0,71	
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed}{}^*}{A_{eff}} =$	0,66	*MPa*
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed}{}^*}{A_{eff}} =$	0,00	*MPa*
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}{}^2 + \tau_{V2}{}^2} =$	0,66	*MPa*

					ratio	
verifica taglio	$f_{vd*} =$ 2,59	>	0,66	$= \tau_{ed}$	0,25	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20,74	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	22,81	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	22,81	*MPa*			
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,10				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	12	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*			
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70				
					ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,51	<	1	0,51	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,36	<	1	0,36	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20,74	*MPa*	
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	22,81	*MPa*	
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	22,81	*MPa*	
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,10		
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*	
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	12	*MPa*	
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*	
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70		
Trave stabilizzata		Y		
coefficiente correttivo	$k_{crit} = \begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \Rightarrow$	1,00		
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$	0,38		
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$	196,53	*MPa*	
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$	210	*kNm*	
Lunghezza efficace della trave	$L_{eff} = \alpha L =$	4,36	*m*	
Coefficiente correttivo	$\alpha =$	0,90		

					ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	**0,51**	<	1	0,51	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d*}} =$	**0,36**	<	1	0,36	VERIFICATO

Verifica FUOCO

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} f_{vk} / \gamma_{M,fi} =$	3,24	N/mm^2			
altezza di progetto	$h_{eff} =$	151	mm			
larghezza di progetto	$b_d = b k_{cr} =$	44	mm			
Area resistente a taglio	$A_{eff} =$	6686	mm^2			
Coefficiente riduttivo	$k_{cr} =$	0,71				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2} \frac{V_{1,ed,fi}}{A_{eff}} =$	0,79	MPa			
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2} \frac{V_{2,ed,fi}}{A_{eff}} =$	0,00	MPa			
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}^2 + \tau_{V2}^2} =$	0,79	MPa			
verifica taglio	$f_{vd,fi} =$ 3,24	>	0,79	$= \tau_{ed}$	ratio 0,24	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} =$	25,94	MPa			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28,53	MPa			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28,53	MPa			
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,10				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed,fi}}{A} =$	0,00	MPa			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed,fi}}{W_1} =$	19	MPa			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed,fi}}{W_2} =$	0	MPa			
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70				
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	0,67	<	1	ratio 0,67	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	0,47	<	1	0,47	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} =$	25,94	MPa			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28,53	MPa			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28,53	MPa			
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,10				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed,fi}}{A} =$	0,00	MPa			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed,fi}}{W_1} =$	19	MPa			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed,fi}}{W_2} =$	0	MPa			
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70				
Trave stabilizzata		Y				
coefficiente correttivo	$k_{crit} = \begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \Rightarrow$	1,00				
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$	0,80				
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$	43,96	MPa			
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$	10	kNm			
Lunghezza efficacie della trave	$L_{eff} = \alpha L =$	4,36	m			
Coefficiente correttivo	$\alpha =$	0,90				
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	**0,67**	<	1	ratio 0,67	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d,fi}} =$	**0,47**	<	1	0,47	VERIFICATO

Verifica SLE							
Coefficienti correttivi							
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	k_{def}=	0,8				
coefficiente di forma		k_m=	0,70				
Valori di deformazione istantanea							
freccia istantanea per carichi permanenti G1+G2		$f_{ist,G}$ =	**6,2**	*mm*			
freccia istantanea per carico da neve N		$f_{ist,N}$ =	**4,0**	*mm*			
freccia istantanea per carico da vento W		$f_{ist,W}$ =	**5,0**	*mm*			
Verifica a deformazione istantanea							
luce di calcolo		L=	4,8	*m*			
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/300 =	16,1	*mm*			
						ratio	
verifica (neve prevalente)	$f_{ist,N} < \delta_{lim}$	**4,0**	**<**	**16,1**		0,24	VERIFICATO
verifica (vento prevalente)	$f_{ist,W} < \delta_{lim}$	**5,0**	**<**	**16,1**		0,31	VERIFICATO
Verifica a deformazione finale							
luce di calcolo		L=	4,8	*m*			
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/200 =	24,2	*mm*			
freccia finale G+N		$f_{max,fin,N} = f_{ist,G}(1+k_{def})+f_{ist,N}(1+\psi_{2,N}\cdot k_{def})$ =	15,1	*mm*			
freccia finale G+W		$f_{max,fin,W} = f_{ist,G}(1+k_{def})+f_{ist,W}(1+\psi_{2,W}\cdot k_{def})$ =	16,2	*mm*			
						ratio	
verifica :	$f_{max,fin,N} < \delta_{lim}$	**15,1**	**<**	**24,2**		0,62	VERIFICATO
verifica :	$f_{max,fin,W} < \delta_{lim}$	**16,2**	**<**	**24,2**		0,67	VERIFICATO

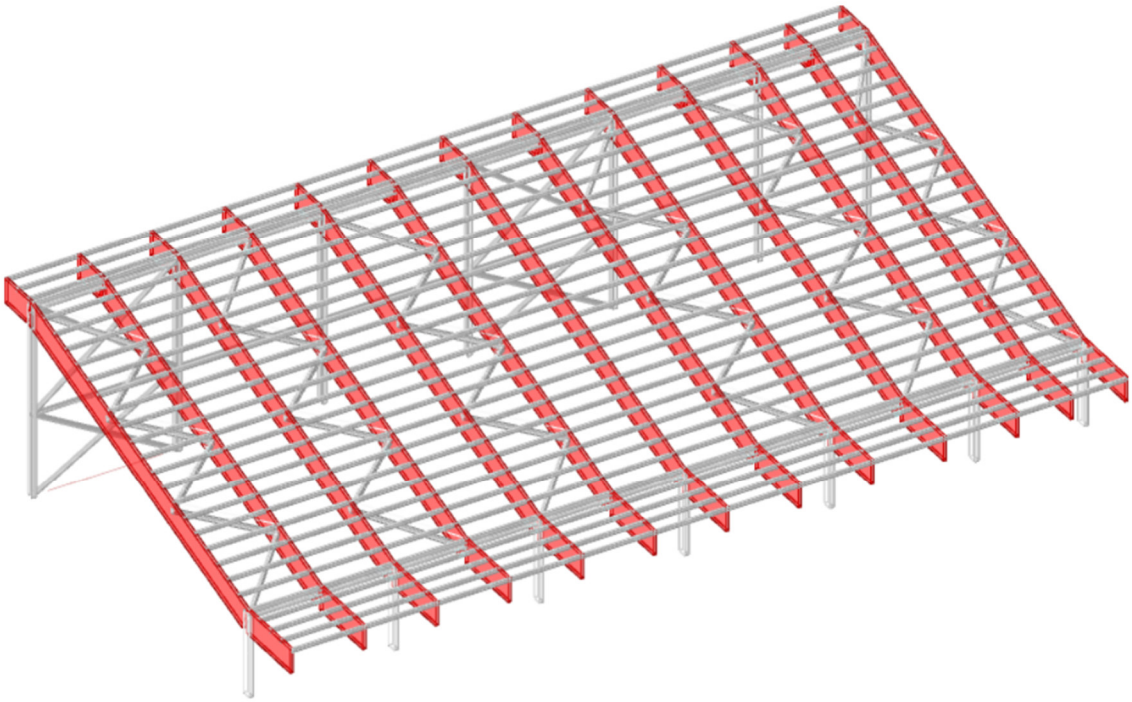
Gli arcarecci così dimensionati soddisfano sia le verifiche di resistenza a taglio e flessione che le verifiche di deformabilità ai carichi verticali.

Gli arcarecci sono verificati anche al fuoco con resistenza **R60**.

11.3. Travi principali in legno di copertura

La copertura è composta da travi principali in legno lamellare con sezione 20x168 cm.

Le travi seguono l'andamento ondulato della copertura ed hanno una lunghezza complessiva pari a 33 metri con luce centrale di 25 metri circa ed un interasse mediamente pari a 5 metri.

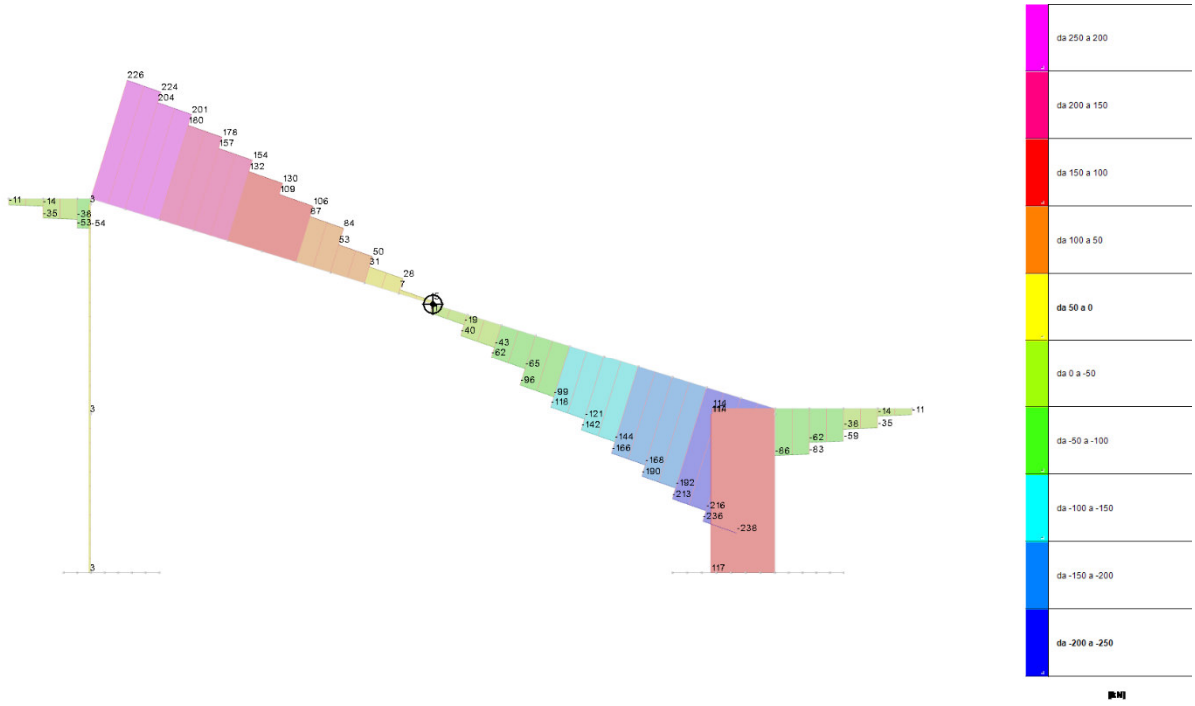


Dal modello di calcolo FEM si ricavano i valori massimi di sollecitazione. Visto che l'effetto del vento sulla struttura di copertura (relativamente leggera) porta ad avere una inversione dei momenti in mezzeria della trave verrà studiata in queste due condizioni differenti.

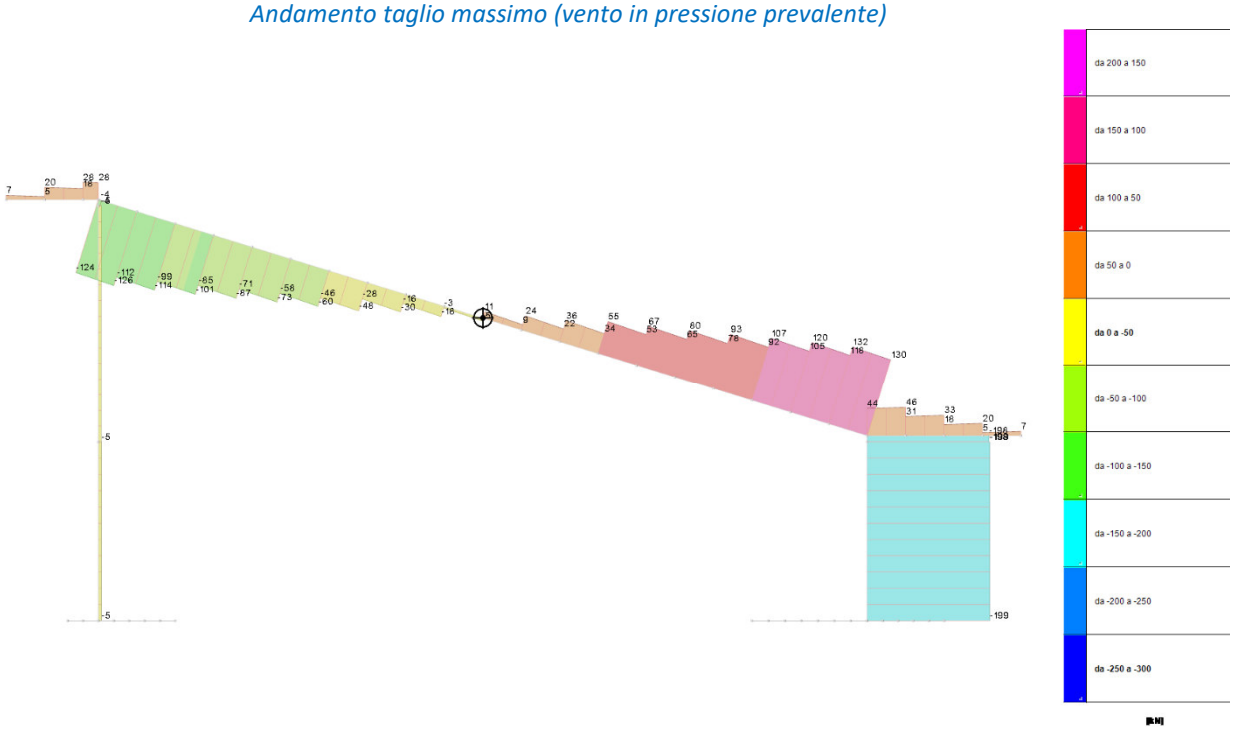
La verifica di deformabilità verrà condotta con riferimento alla mezzeria della trave in quanto rappresenta la situazione più gravosa vista la luce elevata dell'elemento.

Il tavolato ed i controventamenti presenti nell'estradosso della copertura fungono da ritengo per il lembo superiore della trave (in compressione per combinazioni che massimizzano i carichi gravitazionali). Tale funzione non si può ritenere svolta da questi elementi nel caso del lembo inferiore della trave (in compressione per le combinazioni che massimizzano la pressione del vento in depressione) che viene invece stabilizzato da dei traversi verticali controventati.

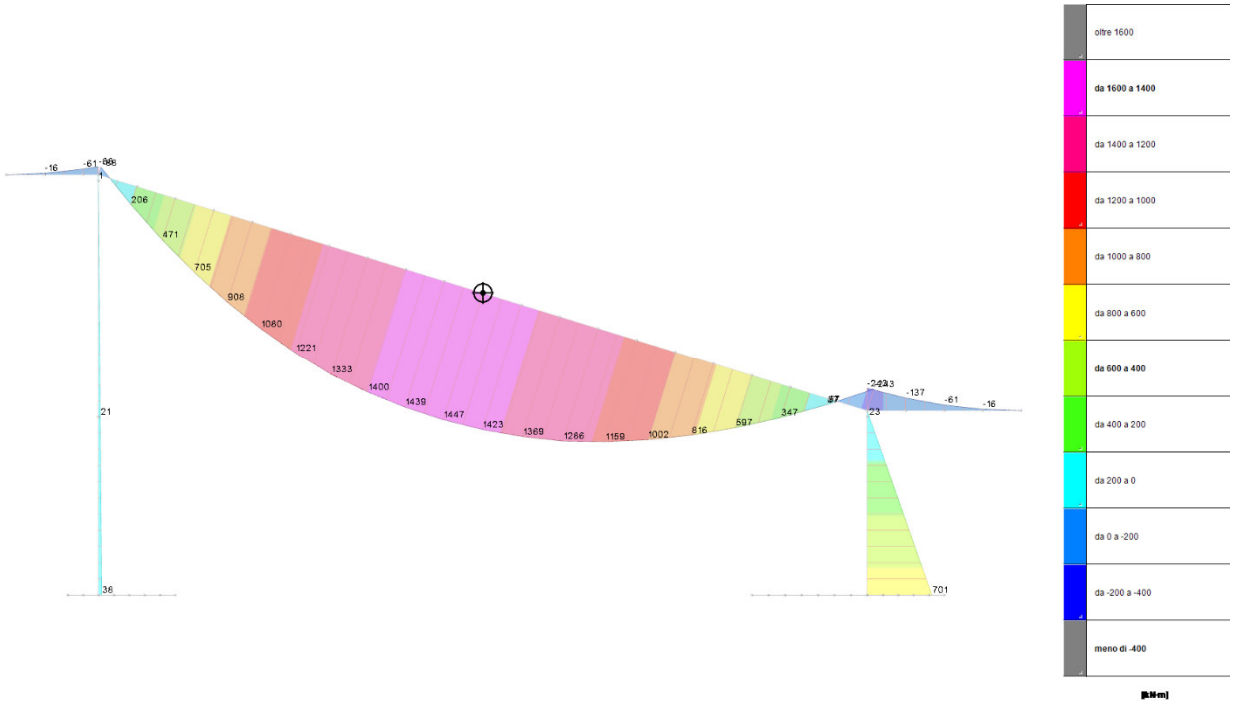
Si riportano di seguito nel dettaglio le sollecitazioni flettenti e taglianti massime nelle due combinazioni di azioni prevalenti (con vento in pressione e con vento in depressione):



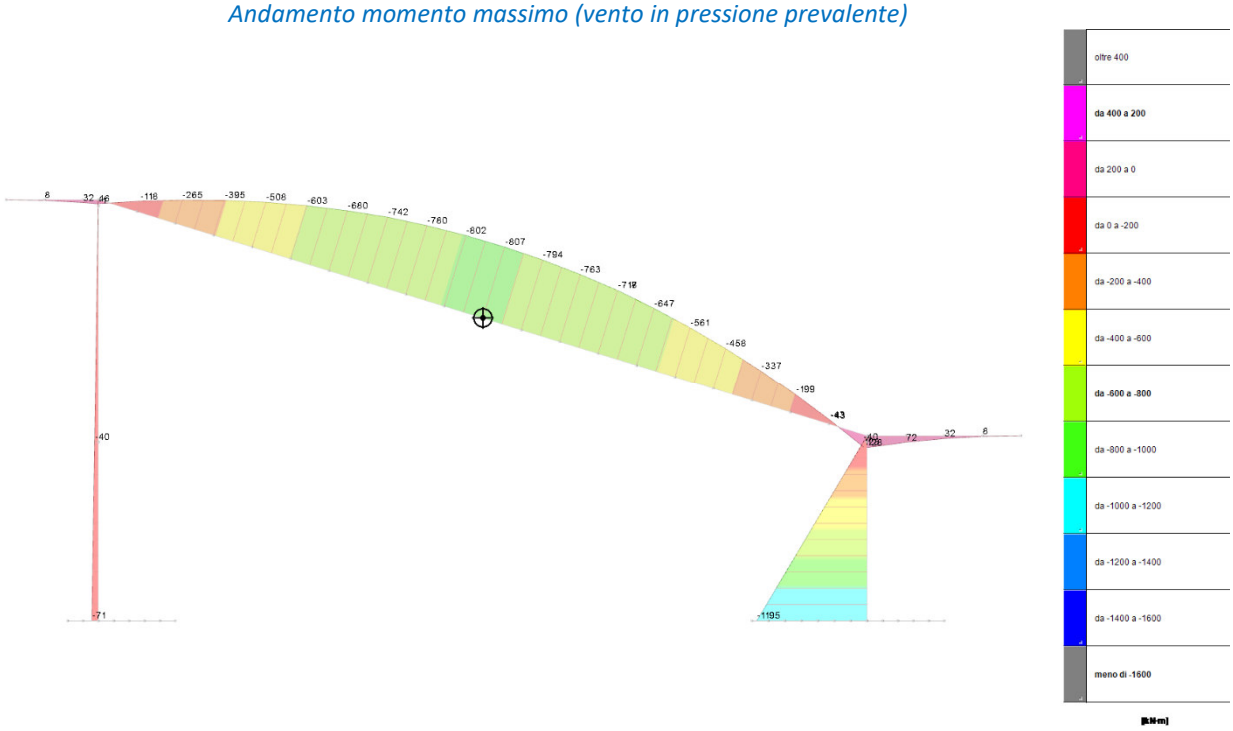
Andamento taglio massimo (vento in pressione prevalente)



Andamento taglio massimo (vento in depressione prevalente)



Andamento momento massimo (vento in pressione prevalente)



Andamento momento massimo (vento in depressione prevalente)

$$Vento\ in\ pressione \rightarrow\ M_{Ed,w+} = 1447\ kN\ m \quad V_{Ed,w+} = 238\ kN$$

$$Vento\ in\ depressione \rightarrow\ M_{Ed,w-} = 807\ kN\ m \quad V_{Ed,w-} = 130\ kN$$

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO NTC2018/EC5

ELEMENTO : **PRINC**

DATI

Materiale

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	28,0	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	22,3	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	0,5	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	28,0	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	2,5	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	3,5	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	1,2	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	12600	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	10500	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	300	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	250	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	650	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	540	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	65	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	54	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	425	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	460	kg/m^3

Geometria

Lunghezza elemento	L =	**25**	*m*
Altezza	h =	**1680**	*mm*
Larghezza	b =	**200**	*mm*
Area	A =	3360	cm^2
Momento di inerzia 1	I_1 =	7902720	cm^4
Momento di inerzia 2	I_2 =	112000	cm^4
Momento di inerzia torsionale	J_{tor} =	435590	cm^4
Modulo di resistenza 1	W_1 =	94080	cm^3
Modulo di resistenza 2	W_z =	11200	cm^3

Condizioni ambientali

Classe di servizio	**CS.2**	
Temperatura	20	°C
Umidità relativa dell'aria circostante	<85	%
Umidità relativa media per conifere	<18	%

Coefficienti correttivi

Definizione coefficienti correttivi della resistenza			k_{mod}	
Classi di durata:				
Carichi permanenti (durata maggiore di 10 anni)		k_{mod}=	0,6	
Carico lunga durata (6-10 mesi)		k_{mod}=	0,7	
Carico di media durata (1 settimana-6 mesi)		k_{mod}=	0,8	
Carico breve durata (< 1 settimana)		k_{mod}=	0,9	
Carico istantaneo		k_{mod}=	1,1	
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	k_{def}=	0,8	
coefficiente di forma		k_m=	**0,70**	
coefficiente parziale di sicurezza	**Colonna B**	γ_M=	1,35	**NTC2018**

Carichi

Sollecitazioni di progetto combinazione SLU

Sforzo normale	$N_{ed^*} = N_{ed}/k_{mod} =$	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed^*} = V_{1,ed}/k_{mod} =$	**264**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed^*} = V_{2,ed}/k_{mod} =$	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed^*} = M_{1,ed}/k_{mod} =$	**1608**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed^*} = M_{2,ed}/k_{mod} =$	**0**	*kNm*

Sollecitazioni di progetto combinazione FUOCO

Sforzo normale	$N_{ed,fi} =$	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed,fi} =$	**73**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed,fi} =$	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed,fi} =$	**450**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed,fi} =$	**0**	*kNm*

Verifica SLU

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd*} = \frac{f_{vd}}{k_{mod}} = f_{vk}/\gamma_M =$	2,59	*N/mm²*			
altezza di progetto	$h_{eff} =$	1680	*mm*			
larghezza di progetto	$b_d = bk_{cr} =$	143	*mm*			
Area resistente a taglio	$A_{eff} =$	239971	*mm²*			
Coefficiente riduttivo	$k_{cr} =$	0,71				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed}\,*}{A_{eff}} =$	1,65	*MPa*			
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed}\,*}{A_{eff}} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}{}^2 + \tau_{V2}{}^2} =$	1,65	*MPa*			
					ratio	
verifica taglio	$f_{vd*} =$ 2,59	>	1,65 $= \tau_{ed}$		0,64	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20,74	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20,74	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20,74	*MPa*			
coefficiente correttivo	$k_h =$	1,00				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed}*}{W_1} =$	17	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed}*}{W_2} =$	0	*MPa*			
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70				
					ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,82	<	1	0,82	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,58	<	1	0,58	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20,74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20,74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20,74	*MPa*
coefficiente correttivo	$k_h =$	1,00	
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed}*}{W_1} =$	17	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed}*}{W_2} =$	0	*MPa*
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70	
Trave stabilizzata		Y	

coefficiente correttivo	$k_{crit}=\begin{cases}1{,}0 & per\ \ \lambda_{rel,m}<0.75\\ 1.56-0.75\lambda_{rel,m} & per\ \ 0.75<\lambda_{rel,m}\le 1.40\\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per\ \ \lambda_{rel,m}>1.40\end{cases}$	$\Rightarrow$	1,00			
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}=\sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}=$		1,73			
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit}=\frac{M_{1,crit}}{W_1}=$		9,38	*MPa*		
Momento flettente critico	$M_{crit}=\frac{\pi}{L_{eff}}\sqrt{E_{0,05}\cdot g_{0.05}\cdot J_Z\cdot J_{tor}}=$		883	*kNm*		
Lunghezza efficace della trave	$L_{eff}=\alpha L=$		22,50	*m*		
Coefficiente correttivo	$\alpha=$		0,90			
					ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho=\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2+\frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit}f_{m,1,d*}}+k_m\frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}}=$	**0,82**	<	**1**	0,82	VERIFICATO
	$\rho=\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2+k_m\frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}}+\frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit}f_{m,2,d*}}=$	**0,58**	<	**1**	0,58	VERIFICATO

Verifica FUOCO

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd,fi}=k_{mod,fi}k_{fi}f_{vk}/\gamma_{M,fi}=$	3,62	*N/mm²*			
altezza di progetto	$h_{eff}=$	1631	*mm*			
larghezza di progetto	$b_d=bk_{cr}=$	73	*mm*			
Area resistente a taglio	$A_{eff}=$	118816	*mm²*			
Coefficiente riduttivo	$k_{cr}=$	0,71				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1}=\frac{3}{2}\frac{V_{1,ed,fi}}{A_{eff}}=$	0,92	*MPa*			
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2}=\frac{3}{2}\frac{V_{2,ed,fi}}{A_{eff}}=$	0,00	*MPa*			
Tensione di progetto	$\tau_{ed}=\sqrt{\tau_{V1}^2+\tau_{V2}^2}=$	0,92	*MPa*			
					ratio	
verifica taglio	$f_{vd,fi}=$ 3,62	>	0,92	$=\tau_{ed}$	0,25	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi}=k_{mod,fi}k_{fi}\frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}}=$	28,94	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi}=k_{mod,fi}k_{fi}\frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}}k_h=$	28,94	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*}=k_{mod,fi}k_{fi}\frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}}k_h=$	28,94	*MPa*			
coefficiente correttivo	kh=	1,00				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d}=\frac{N_{,ed,fi}}{A}=$	0,00	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d}=\frac{M_{1,ed,fi}}{W_1}=$	10	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d}=\frac{M_{2,ed,fi}}{W_2}=$	0	*MPa*			
Coefficiente correttivo	$k_m=$	0,70				
					ratio	
verifica pressoflessione	$\rho=\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2+\frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}}+k_m\frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}}=$	0,34	<	**1**	0,34	VERIFICATO
	$\rho=\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2+k_m\frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}}+\frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}}=$	0,24	<	**1**	0,24	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi}=k_{mod,fi}k_{fi}\frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}}=$	28,94	*MPa*	
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi}=k_{mod,fi}k_{fi}\frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}}k_h=$	28,94	*MPa*	
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*}=k_{mod,fi}k_{fi}\frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}}k_h=$	28,94	*MPa*	
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,00		
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d}=\frac{N_{,ed,fi}}{A}=$	0,00	*MPa*	
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d}=\frac{M_{1,ed,fi}}{W_1}=$	10	*MPa*	
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d}=\frac{M_{2,ed,fi}}{W_2}=$	0	*MPa*	
Coefficiente correttivo	$k_m=$	0,70		
Trave stabilizzata		Y		

coefficiente correttivo	$k_{crit}=\begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56-0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \le 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases}$	$\Rightarrow$	1,00	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$		3,23	
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$		2,69	*MPa*
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}}\sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$		122	*kNm*
Lunghezza efficacie della trave	$L_{eff}=\alpha L=$		22,50	*m*
Coefficiente correttivo	$\alpha=$		0,90	

					ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	**0,34**	<	**1**	0,34	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d,fi}} =$	**0,24**	<	**1**	0,24	VERIFICATO

Verifica SLE				
Coefficienti correttivi				
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	$k_{def}=$	0,8	
coefficiente di forma		$k_m=$	0,70	
Valori di deformazione istantanea				
freccia istantanea per carichi permanenti G1+G2		$f_{ist,G}=$	**30,0**	*mm*
freccia istantanea per carico da neve N		$f_{ist,N}=$	**13,7**	*mm*
freccia istantanea per carico da vento W		$f_{ist,W}=$	**31,4**	*mm*
Verifica a deformazione istantanea				
luce di calcolo		L=	25,0	*m*
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/300 =	83,3	*mm*

					ratio	
verifica :	$f_{ist,N} < \delta_{lim}$	**13,7**	<	**83,3**	0,16	VERIFICATO
verifica :	$f_{ist,W} < \delta_{lim}$	**31,4**	<	**83,3**	0,38	VERIFICATO

Verifica a deformazione finale			
luce di calcolo	L=	25,0	*m*
freccia massima ammissibile	δ_{lim} = L/200 =	125,0	*mm*
freccia finale G+N	$f_{max,fin,N} = f_{ist,G}(1+k_{def}) + f_{ist,N}(1+\psi_{2,N} \cdot k_{def}) =$	67,7	*mm*
freccia finale G+W	$f_{max,fin,W} = f_{ist,G}(1+k_{def}) + f_{ist,W}(1+\psi_{2,W} \cdot k_{def}) =$	85,4	*mm*

					ratio	
verifica :	$f_{max,finN} < \delta_{lim}$	**67,7**	<	**125,0**	0,54	VERIFICATO
verifica :	$f_{max,fin,W} < \delta_{lim}$	**85,4**	<	**125,0**	0,68	VERIFICATO

Le verifiche della trave in combinazione che massimizza il momento in campata che tende le fibre inferiori sono soddisfatte.

Le travi sono verificate anche al fuoco con resistenza **R60**.

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO NTC2018/EC5

ELEMENTO : **PRINC2**

DATI

Materiale

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	28,0	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	22,3	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	0,5	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	28,0	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	2,5	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	3,5	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	1,2	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	12600	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	10500	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	300	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	250	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	650	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	540	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	65	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	54	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	425	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	460	kg/m^3

Geometria

Lunghezza elemento	L =	**25**	*m*
Altezza	h =	**1680**	*mm*
Larghezza	b =	**200**	*mm*
Area	A =	3360	cm^2
Momento di inerzia 1	I_1 =	7902720	cm^4
Momento di inerzia 2	I_2 =	112000	cm^4
Momento di inerzia torsionale	J_{tor} =	435590	cm^4
Modulo di resistenza 1	W_1 =	94080	cm^3
Modulo di resistenza 2	W_z =	11200	cm^3

Condizioni ambientali

Classe di servizio	**CS.2**	
Temperatura	20	°C
Umidità relativa dell'aria circostante	<85	%
Umidità relativa media per conifere	<18	%

Coefficienti correttivi

Definizione coefficienti correttivi della resistenza			k_{mod}	
Classi di durata:				
Carichi permanenti (durata maggiore di 10 anni)		k_{mod}=	0,6	
Carico lunga durata (6-10 mesi)		k_{mod}=	0,7	
Carico di media durata (1 settimana-6 mesi)		k_{mod}=	0,8	
Carico breve durata (< 1 settimana)		k_{mod}=	0,9	
Carico istantaneo		k_{mod}=	1,1	
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	k_{def}=	0,8	
coefficiente di forma		k_m=	**0,70**	
coefficiente parziale di sicurezza	**Colonna B**	γ_M=	1,35	**NTC2018**

Carichi

Sollecitazioni di progetto combinazione SLU

Sforzo normale	$N_{ed^*} = N_{ed}/k_{mod} =$	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed^*} = V_{1,ed}/k_{mod} =$	**144**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed^*} = V_{2,ed}/k_{mod} =$	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed^*} = M_{1,ed}/k_{mod} =$	**897**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed^*} = M_{2,ed}/k_{mod} =$	**0**	*kNm*

Verifica SLU

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd*} = \frac{f_{vd}}{k_{mod}} = f_{vk}/\gamma_M =$	2,59	*N/mm²*			
altezza di progetto	$h_{eff} =$	1680	*mm*			
larghezza di progetto	$b_d = bk_{cr} =$	143	*mm*			
Area resistente a taglio	$A_{eff} =$	239971	*mm²*			
Coefficiente riduttivo	$k_{cr} =$	0,71				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed}\,*}{A_{eff}} =$	0,90	*MPa*			
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed}\,*}{A_{eff}} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}{}^2 + \tau_{V2}{}^2} =$	0,90	*MPa*			
verifica taglio	$f_{vd*} =$ 2,59	>	0,90 $= \tau_{ed}$		ratio 0,35	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20,74	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20,74	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20,74	*MPa*			
coefficiente correttivo	$k_h =$	1,00				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	10	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*			
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70				
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,46	<	1	ratio 0,46	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,32	<	1	0,32	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20,74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20,74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20,74	*MPa*
coefficiente correttivo	$k_h =$	1,00	
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	10	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70	
Trave stabilizzata		N	

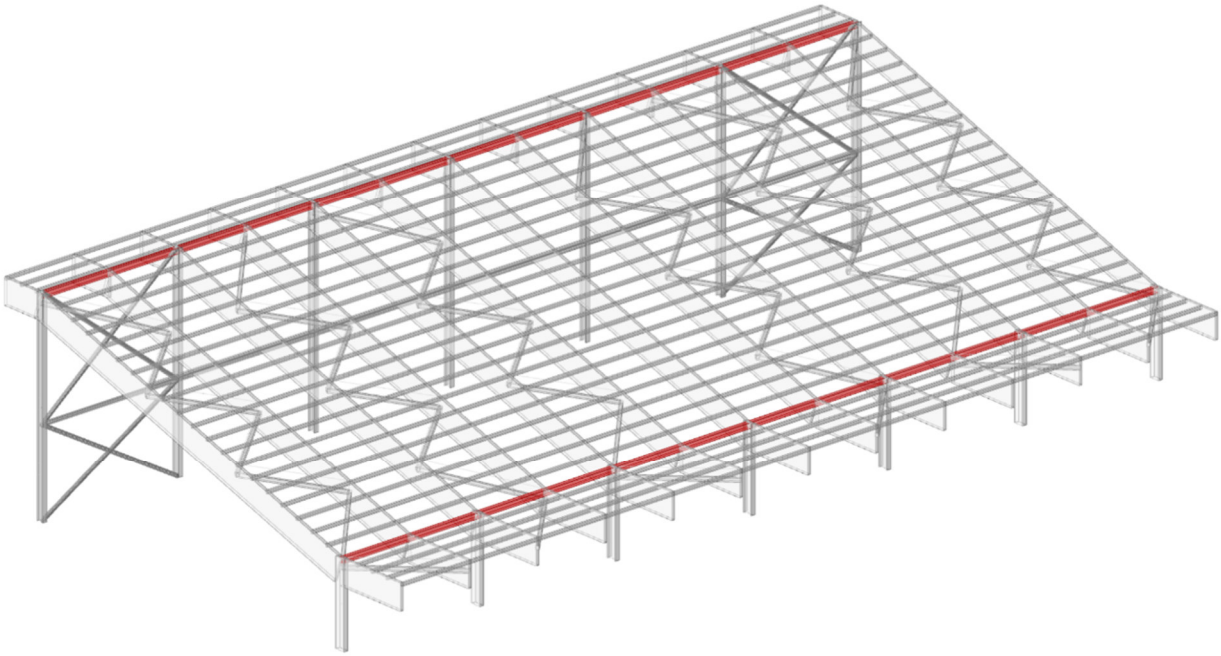
coefficiente correttivo	$k_{crit}=\begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56-0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases}$	$\Rightarrow$	0,59	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$		1,29	
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$		16,89	*MPa*
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}}\sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$		1589	*kNm*
Lunghezza efficace della trave	$L_{eff}=\alpha L=$		12,50	*m*
Coefficiente correttivo	$\alpha=$		0,50	

					ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	**0,77**	<	**1**	0,77	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d*}} =$	**0,32**	<	**1**	0,32	VERIFICATO

Le verifiche della trave in combinazione che massimizza il momento in campata che tende le fibre superiori sono soddisfatte, ipotizzando che ci sia un sistema di controventamento all'intradosso delle travi a distanza non superiore a 12,50 metri in grado di impedire instabilità al lembo compresso.

11.4. Travi

Le travi in direzione longitudinale in sezione HEA400 hanno la duplice funzionalità di sorreggere le travi di copertura intermedie e allo stesso tempo collegare in testa le colonne irrigidendo la struttura.



Si riporta la verifica di una di queste travi.

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 10
Nodo iniziale: 349 Nodo finale: 351
Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No
Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
HEA400	0	0.015912	0.0004511006	0.0000856428	0.1684	0.0734	0.00231334	0.00057095	0.00256424	0.00087309

Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc Rd	Nt Rd	Riduzione da taglio	ρx	ρy	Verifica
1.5	SLV 15	0.031		167.993		5379.931	1	0	0	Si

Verifiche a forza assiale SLD §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc Rd	Nt Rd	Riduzione da taglio	ρx	ρy	Verifica
5	SLD 16	0.02		106.597		5379.931	1	0	0	Si

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
5	SLV 12	0.001	-3.033	2345.976	0.01204	Considerata	1	Si

Verifica a taglio X SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
10	SLD 12	0.001	-1.925	2350.292	0.01204	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
10	SLU 29	0.1	-111.506	1115.389	0.005747	Considerata	0.99	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
10	SLD 12	0.037	-41.968	1121.903	0.005747	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd totale	τRd	Verifica
5	SLU 29	0.015	-0.22916	15.69784	Considerata				Si

Verifica a torsione SLD §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd totale	τRd	Verifica
2.5	SLD 9	0.01	-0.15019	15.69784	Considerata				Si

Verifica a flessione semplice X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx Ed	Mx Rd	Rid. Mx Rd da VEd	ρx	ρy	Verifica
7.667	SLU 12	0.007	1	-6.17021	866.95743	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My Ed	My Rd	Rid. My Rd da VEd	ρx	ρy	Verifica
0.667	SLU 7	0	1	0.10423	295.18733	1	0	0	Si

Verifica a flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx Ed	Mx Rd	My Ed	My Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. My Rd da VEd	α	β	ρx	ρy	Verifica
5	SLU 12	0.107	1	88.2756	866.9574	-1.6314	295.1873	1	1			0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
4.5	SLV 1	0.092	2	-95.611	5379.931	1	-64.5339	866.9574	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
0.5	SLD 3	0.03	2	-30.235	5379.931	1	20.8101	866.9574	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My Ed	My Rd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
0.833	SLV 11	0.023	1	87.032	5379.931	1	-1.9674	295.1873	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My Ed	My Rd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
1.333	SLD 3	0.007	2	-30.235	5379.931	1	0.3872	295.1873	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	My Ed	My Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	α	β	ρx	ρy	Verifica
10	SLU 29	0.331	1	-23.242	5379.931	1	269.6481	866.9574	-4.7591	295.1873	1		1				0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	My Ed	My Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	α	β	ρx	ρy	Verifica
10	SLD 11	0.13	1	-2.114	5379.931	1	98.8734	866.9574	-4.6658	295.1873	1		1				0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;
Curva X: a; Curva Y: b; Svergolamento: Carico all'estradosso; Curva svergolamento: b;

Dati per instabilità attorno a x

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βx/m	Vincolo a entrambi estremi	λx/m	λVer
1	Si	0					
			1-2	1	Si	59.4	Si, (<200)
2	Si	10					

Dati per instabilità attorno a y

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βy/n	kLT	kwLT	Vincolo a entrambi estremi	λy/n	λVer
1	Si	0							
			1-2	1	1	1	Si	68.2	Si, (<200)
2	Si	5							
			2-3	1	1	1	Si	68.2	Si, (<200)
3	Si	10							

Verifica a svergolamento con trazione §4.2.4.1.3.2 NTC18 § 5.5.3 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	NEd	MxEd	MxEffEd	MbRdx	χLT	λ adim. LT	LLT	Mcritico	Verifica
9.333	SLV 14	0.087	1	Si	15.421	60.94831	59.37899	681.6097	0.786	0.855	5	1245.19036	Si

Verifica a svergolamento con trazione SLD §4.2.4.1.3.2 NTC18 § 5.5.3 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	NEd	MxEd	MxEffEd	MbRdx	χLT	λ adim. LT	LLT	Mcritico	Verifica
8	SLD 13	0.021	1	Si	4.248	14.96246	14.53019	681.6097	0.786	0.855	5	1245.19036	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata §§ 5.5.3-5.5.4 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	MxEd	MxEffEd	MyEd	χLT	kLT	ky	Mcritico	Wx	Wy	Verifica
5	SLU 29	0.348	1	113.3	-239.49562	-227.96564	3.86253	0.786	1	1	1245.19036	0.0025642	0.0008731	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata SLD §§ 5.5.3-5.5.4 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	MxEd	MxEffEd	MyEd	χLT	kLT	ky	Mcritico	Wx	Wy	Verifica
10	SLD 16	0.144	1	5.683	92.58698	92.00866	-2.64612	0.786	1	1	1245.19036	0.0025642	0.0008731	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	MxEd max	MxRk	MyEd max	MyRk	χx	χy	kxx	kxy	kyx	kyy	χLT	Verifica
5.167	SLU 29	0.408	1	-23.242	5648.927	269.64807	910.3053	5.40696	309.9467	0.808	0.666	0.897	0.242	0.996	0.403	0.786	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	MxEd max	MxRk	MyEd max	MyRk	χx	χy	kxx	kxy	kyx	kyy	χLT	Verifica
10	SLD 12	0.152	1	-2.114	5648.927	98.87338	910.3053	4.95778	309.9467	0.808	0.666	0.872	0.24	1	0.4	0.786	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.352	0.011	48.82	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.352	0.011	48.82	Si

Verifiche a deformabilità

Mensola X: No; Mensola Y: No.

Frecce lungo X

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/fmin	Tipo	Verifica
4.5	SLE RA 5	-0.00133	10	7498	250	Totale	Si
4.5	SLE RA 8	-0.00123	10	8145.4	250	Totale	Si
4.5	SLE RA 3	-0.0012	10	8305.9	250	Totale	Si
4.5	SLE RA 1	-0.00061	10	10000	250	Totale	Si
4.5	SLE RA 2	0.00042	10	10000	250	Totale	Si
4.5	SLE RA 2	0.00103	10	9696.9	350	Variabile	Si
4.5	SLE RA 3	-0.00059	10	10000	350	Variabile	Si
4.5	SLE RA 4	0.0009	10	10000	350	Variabile	Si
4.5	SLE RA 5	-0.00072	10	10000	350	Variabile	Si
4.5	SLE RA 6	-0.00026	10	10000	350	Variabile	Si

Frecce lungo Y

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f min	Tipo	Verifica
4.833	SLE RA 5	-0.0115	10	869.5	250	Totale	Si
4.833	SLE RA 8	-0.01059	10	944.3	250	Totale	Si
4.833	SLE RA 3	-0.01038	10	963.6	250	Totale	Si
4.833	SLE RA 6	-0.00754	10	1326.2	250	Totale	Si
4.833	SLE RA 1	-0.0053	10	1888.3	250	Totale	Si
4.833	SLE RA 2	0.00889	10	1124.4	350	Variabile	Si
4.833	SLE RA 4	0.00777	10	1286.7	350	Variabile	Si
4.833	SLE RA 5	-0.0062	10	1611.7	350	Variabile	Si
4.833	SLE RA 8	-0.00529	10	1889	350	Variabile	Si
4.833	SLE RA 3	-0.00508	10	1967.6	350	Variabile	Si

Significato dei simboli utilizzati:

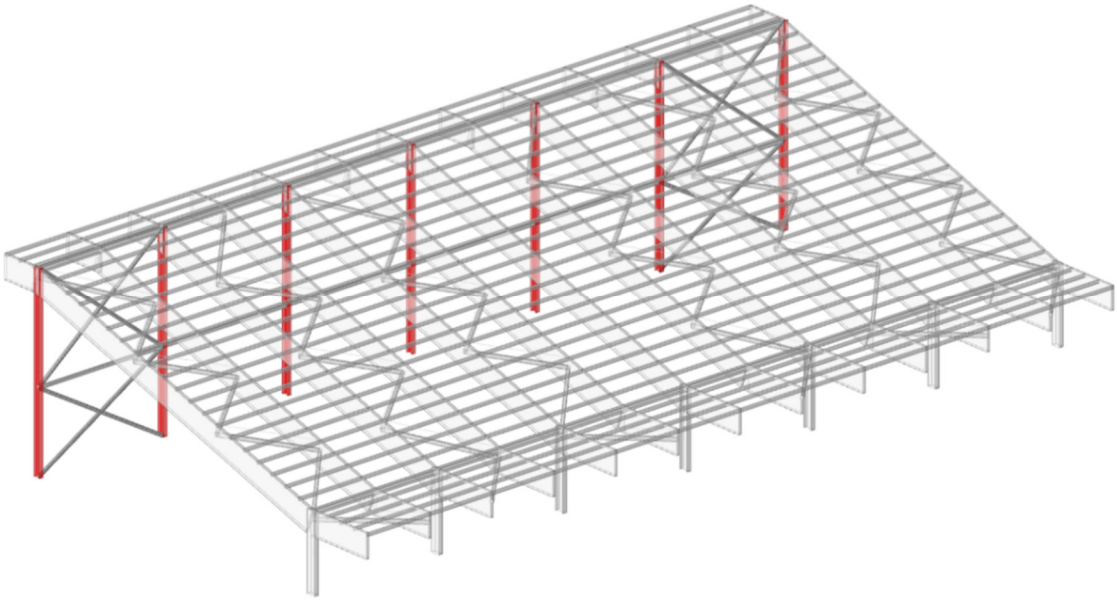
Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

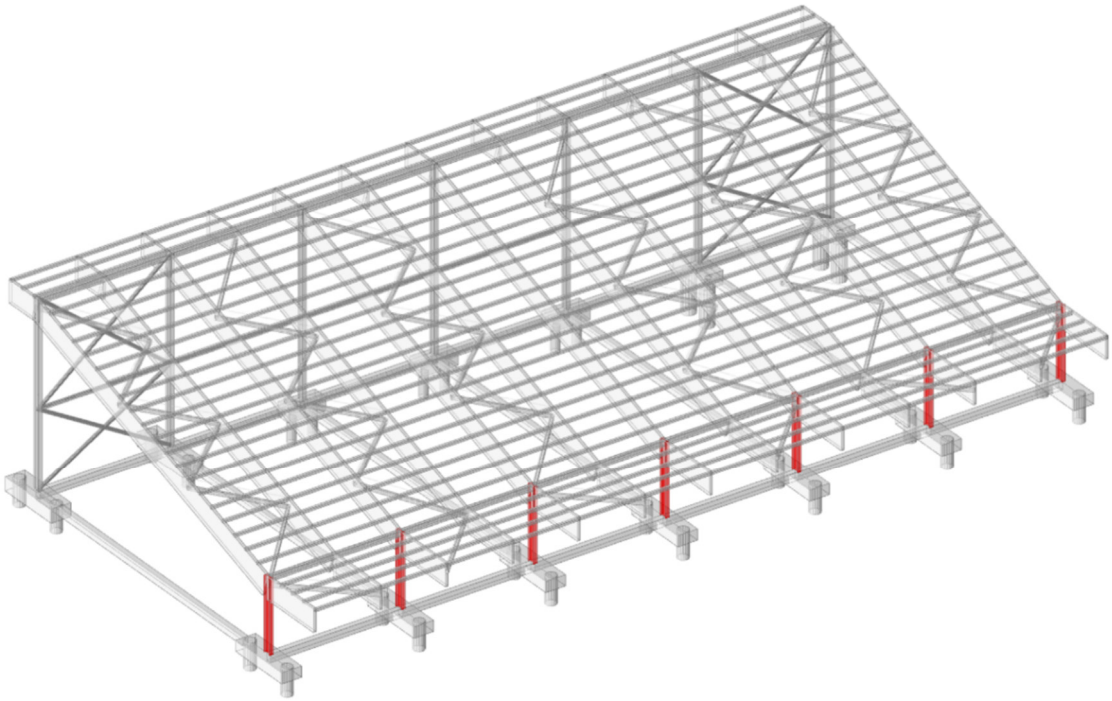
Sezione: *sezione in acciaio.*
Rotazione: *rotazione della sezione. [deg]*
Area: *area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [m²]*
Jx: *momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [m4]*
Jy: *momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [m4]*
ix: *raggio di inerzia relativo all'asse x. [m]*
iy: *raggio di inerzia relativo all'asse y. [m]*
Wx: *modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse x. [m³]*
Wy: *modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse y. [m³]*
Wplx: *modulo di resistenza plastico relativo all'asse x. [m³]*
Wply: *modulo di resistenza plastico relativo all'asse y. [m³]*
X: *distanza dal nodo iniziale. [m]*
Comb.: *combinazione di verifica.*
Sfruttamento: *rapporto di sfruttamento per la verifica in esame, inverso del coefficiente di sicurezza. Verificato se minore o uguale di 1.*
Classe: *classe della sezione.*
NEd: *sollecitazione assiale. [kN]*
Nc,Rd: *resistenza assiale a compressione ridotta per taglio. [kN]*
Nt,Rd: *resistenza assiale a trazione ridotta per taglio. [kN]*
Riduzione da taglio: *rapporto tra la resistenza assiale ridotta per taglio e la resistenza assiale.*
ρx: *coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione x.*
ρy: *coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione y.*
Verifica: *stato di verifica.*
VEd: *sollecitazione di taglio. [kN]*
Vc,Rd: *resistenza a taglio. [kN]*
Av: *area resistenza a taglio. [m²]*
Interazione taglio-torsione: *indica se è possibile ridurre il taglio resistente per presenza di torsione.*
Riduzione torsione: *coefficiente riduttivo della resistenza a taglio per presenza di torsione.*
Sfruttamento torsione: *rapporto tra TEd e TRd.*
TEd: *sollecitazione torcente. [kN·m]*
TRd: *resistenza a torsione. [kN·m]*
Riduzione taglio resistente: *indica se è possibile ridurre il taglio resistente per presenza di torsione.*
Sfruttamento taglio-torsione: *τEd,totale / (0.5 * τRd). Non verificato se maggiore di 1.*
τEd,totale: *somma delle tensioni tangenziali totale derivanti da taglio e torsione. [kN/m²]*
τRd: *tensione tangenziale resistente. [kN/m²]*
Mx,Ed: *sollecitazione flettente attorno x-x. [kN·m]*
Mx,Rd: *resistenza a flessione attorno x-x ridotta per taglio. [kN·m]*
Rid. Mx,Rd da VEd: *rapporto tra la resistenza flettente ridotta per taglio e la resistenza flettente attorno x-x.*
My,Ed: *sollecitazione flettente attorno y-y. [kN·m]*
My,Rd: *resistenza a flessione attorno y-y ridotta per taglio. [kN·m]*
Rid. My,Rd da VEd: *rapporto tra la resistenza flettente ridotta per taglio e la resistenza flettente attorno y-y.*
α: *esponente α per flessione deviata.*
β: *esponente β per flessione deviata.*
NRd: *resistenza assiale ridotta per taglio. [kN]*
Rid. NRd da VEd: *rapporto tra la resistenza assiale ridotta per taglio e la resistenza assiale.*
Mx,Rd: *resistenza a flessione attorno x-x ridotta. [kN·m]*
Rid. Mx,Rd da NEd: *rapporto tra la resistenza flettente ridotta per sforzo normale e taglio e la resistenza flettente ridotta per taglio attorno x-x.*
My,Rd: *resistenza a flessione attorno y-y ridotta. [kN·m]*
Rid. My,Rd da NEd: *rapporto tra la resistenza flettente ridotta per sforzo normale e taglio e la resistenza flettente ridotta per taglio attorno y-y.*
Numero rit.: *numero del ritegno.*
Presente: *indica se il ritegno è presente o meno.*
Ascissa: *ascissa del ritegno rispetto al nodo iniziale del superelemento o ascissa iniziale e finale della campata. [m]*
Campata: *campata tra i ritegni.*
βx/m: *coefficiente di lunghezza efficace per rotazione attorno a x/m.*
Vincolo a entrambi estremi: *indica se il tratto è vincolato a entrambi gli estremi.*
λx/m: *snellezza attorno a x/m del tratto tra i due ritegni.*
λVer: *snellezza accettabile.*

βy/n: *coefficiente di lunghezza efficace per rotazione attorno a y/n.*
k,LT: *coefficiente di lunghezza efficace per rotazione nel calcolo del momento critico ENV1993-1-1 F 1.2(3).*
kw,LT: *coefficiente di lunghezza efficace per ingobbamento nel calcolo del momento critico ENV1993-1-1 F 1.2(4).*
λy/n: *snellezza attorno a y/n del tratto tra i due ritegni.*
Obblig.: *indica se la verifica è obbligatoria da norma.*
Mx,Eff,Ed: *momento interno efficace di verifica attorno x-x secondo ENV1993-1-1 §5.5.3. [kN·m]*
Mb,Rd,x: *momento resistente di progetto per l'instabilità per sollecitazione flettente attorno l'asse x-x. [kN·m]*
χ,LT: *coefficiente di riduzione per instabilità flesso-torsionale.*
λ adim. LT: *snellezza adimensionale per instabilità flesso-torsionale.*
L,LT: *distanza tra due ritegni torsionali. [m]*
M,critico: *momento critico. [kN·m]*
kLT: *valore di kLT.*
ky: *valore di ky.*
Wx: *modulo resistente della sezione per inflessione attorno all'asse x-x. [m³]*
Wy: *modulo resistente della sezione per inflessione attorno all'asse y-y. [m³]*
NRk: *resistenza caratteristica assiale. [kN]*
Mx,Ed max: *momento sollecitante massimo attorno l'asse x-x tra due ritegni all'inflessione attorno x-x. [kN·m]*
Mx,Rk: *resistenza caratteristica a flessione attorno l'asse x-x. [kN·m]*
My,Ed max: *momento sollecitante massimo attorno l'asse y-y tra due ritegni all'inflessione attorno y-y. [kN·m]*
My,Rk: *resistenza caratteristica a flessione attorno l'asse y-y. [kN·m]*
χ,x: *coefficiente di riduzione per inflessione attorno l'asse x-x.*
χ,y: *coefficiente di riduzione per inflessione attorno l'asse y-y.*
kxx: *valore di kxx.*
kxy: *valore di kxy.*
kyx: *valore di kyx.*
kyy: *valore di kyy.*
η: *valore di η.*
hw: *altezza dell'anima. [m]*
tw: *spessore dell'anima. [m]*
hw/tw max: *rapporto tra hw e tw massimo.*
Ascissa freccia: *ascissa della massima freccia. [m]*
Combinazione: *combinazione di verifica in cui è ricavata la freccia.*
Freccia: *massima freccia. [m]*
Luce: *luce di verifica. [m]*
L/f: *rapporto luce su freccia.*
L/f,min: *minimo rapporto luce su freccia consentito.*
Tipo: *freccia calcolata considerando le sole condizioni variabili o tutte le condizioni (totale) all'interno della combinazione di verifica.*

11.5. Colonne

Le colonne portanti si dividono in due tipologie principali: le colonne lato Nord di altezza maggiore e controventate hanno sezione HEA500 (prima immagine), mentre le colonne lato Sud hanno sezione scatolare composta da piatti saldati (PS690) in quanto presentano maggior rigidezza e non possono essere controventate.





Si riporta la verifica di una di una colonna HEA500 e una colonna scatolare.

Caratteristiche del materiale

Acciaio: S355, fyk = 355000

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 13.5
Nodo iniziale: 12 Nodo finale: 355
Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No
Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
HEA500	0	0.019768	0.0008704098	0.0001036752	0.2098	0.0724	0.00355269	0.00069117	0.00395197	0.00105874

Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc Rd	Nt Rd	Riduzione da taglio	ρx	ρy	Verifica
0	SLV 3	0.135	3	-901.713	6683.624		1	0	0	Si

Verifiche a forza assiale SLD §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc Rd	Nt Rd	Riduzione da taglio	ρx	ρy	Verifica
0	SLD 4	0.088	3	-586.262	6683.624		1	0	0	Si

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLV 1	0.001	-2.487	2818.77	0.01444	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
5.413	SLV 7	0.01	14.82	1460.787	0.007486	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0.193	SLD 8	0.005	7.939	1461.05	0.007486	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd totale	τRd	Verifica
2.9	SLV 7	0.001	-0.0221	22.82257	Considerata				Si

Verifica a torsione SLD §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd totale	τRd	Verifica
0	SLD 7	0.001	-0.01184	22.82257	Considerata				Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
1.74	SLU 29	0.13	3	-634.305	6683.624	1	-42.6648	1201.1486	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
4.06	SLD 3	0.097	3	-579.962	6683.624	1	-11.9954	1201.1486	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My Ed	My Rd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
13.243	SLV 4	0.087	3	-435.518	6683.624	1	5.1593	233.6806	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My Ed	My Rd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
13.243	SLD 4	0.06	3	-322.33	6683.624	1	2.6545	233.6806	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	My Ed	My Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	α	β	ρx	ρy	Verifica
0	SLV 3	0.212	3	-901.713	6683.624	1	-40.34	1201.1486	-10.0981	233.6806	1		1				0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	My Ed	My Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	α	β	ρx	ρy	Verifica
0	SLD 3	0.129	3	-586.262	6683.624	1	-21.8618	1201.1486	-5.4622	233.6806	1		1				0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;
Curva X: a; Curva Y: b; Svergolamento: Carico all'estradosso; Curva svergolamento: b;

Dati per instabilità attorno a x

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βx/m	Vincolo a entrambi estremi	λx/m	λVer
1	Si	0					
			1-2	1	Si	64.3	Si, (<200)
2	Si	13.5					

Dati per instabilità attorno a y

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βy/n	k LT	kw LT	Vincolo a entrambi estremi	λy/n	λVer
1	Si	0							
			1-2	1	1	1	Si	87	Si, (<200)
2	Si	6.3							
			2-3	1	1	1	Si	99.4	Si, (<200)
3	Si	13.5							

Verifica a svergolamento con trazione §4.2.4.1.3.2 NTC18 § 5.5.3 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	NEd	Mx Ed	Mx Eff Ed	Mb Rd x	χ LT	λ adim. LT	L LT	M critico	Verifica
4.253	SLV 10	0.058	1	Si	16.322	67.65975	65.60647	1123.53414	0.841	0.756	6.3	2454.89351	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata §§ 5.5.3-5.5.4 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx Ed	Mx Eff Ed	My Ed	χ LT	kLT	ky	M critico	Wx	Wy	Verifica
0	SLV 10	0.122	1	9.721	130.28498	129.06203	2.67892	0.841	1	1	2454.89351	0.003952	0.0010587	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata SLD §§ 5.5.3-5.5.4 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx Ed	Mx Eff Ed	My Ed	χ LT	kLT	ky	M critico	Wx	Wy	Verifica
0	SLD 16	0.02	1	126.279	-21.41407	-5.52807	5.22692	0.84	1	1	2447.35842	0.003952	0.0010587	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx Ed max	Mx Rk	My Ed max	My Rk	χ x	χ y	kxx	kxy	kyx	kyy	χ LT	Verifica
0	SLV 3	0.321	3	-901.713	7017.805	40.34004	1261.20606	10.09811	245.36465	0.771	0.513	0.493	0.463	0.972	0.463	0.86	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx Ed max	Mx Rk	My Ed max	My Rk	χ x	χ y	kxx	kxy	kyx	kyy	χ LT	Verifica
0	SLD 3	0.202	3	-586.262	7017.805	21.86175	1261.20606	5.4622	245.36465	0.771	0.513	0.481	0.441	0.982	0.441	0.86	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.444	0.012	48.82	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.444	0.012	48.82	Si

Caratteristiche del materiale

Acciaio: S355, fyk = 355000

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 5.8
Nodo iniziale: 4 Nodo finale: 20
Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No
Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
CASS1	0	0.03804	0.0024455569	0.0005085115	0.2536	0.1156	0.00708857	0.00339008	0.0086739	0.00414324

Caratteristiche della sezione efficace

Area eff	Wx+ eff	Wx- eff	Wy+ eff	Wy- eff	eNx	eNy
0.03638	0.00708857	0.00708857	0.00323025	0.00323025	0	0

Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc Rd	Nt Rd	Riduzione da taglio	ρx	ρy	Verifica
0	SLU 29	0.057	1	-733.377	12861.142		1	0	0	Si

Verifiche a forza assiale SLD §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc Rd	Nt Rd	Riduzione da taglio	ρx	ρy	Verifica
0	SLD 10	0.021	1	-274.263	12861.142		1	0	0	Si

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
5.607	SLV 14	0.029	85.377	2912.59	0.015	Considerata	0.99	Si

Verifica a taglio X SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
5.8	SLD 14	0.016	45.789	2919.664	0.015	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
2.9	SLV 8	0.058	261.372	4489.263	0.02304	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
5.8	SLD 8	0.031	139.936	4493.203	0.02304	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd totale	τRd	Verifica
5.8	SLV 14	0.005	6.43993	1224.34515	Considerata				Si

Verifica a torsione SLD §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd totale	τRd	Verifica
0	SLD 14	0.003	3.48167	1224.34515	Considerata				Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
3.093	SLU 2	0.222	1	318.108	12861.142	1	577.0773	2932.6041	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My Ed	My Rd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
5.8	SLU 30	0.041	4	-478.248	12301.014	1	-2.1663	1092.1319	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	My Ed	My Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	α	β	ρx	ρy	Verifica
0	SLV 9	0.619	1	-293.569	12861.142	1	1558.3855	2932.6041	90.8206	1400.8096	1		1				0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	My Ed	My Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	Rid. My Rd da VEd	Rid. My Rd da NEd	α	β	ρx	ρy	Verifica
0	SLD 9	0.34	1	-274.263	12861.142	1	830.563	2932.6041	49.0866	1400.8096	1		1				0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;
Curva X: b; Curva Y: b;
Svergolamento: Nessuno; la verifica a instabilità flesso-torsionale (svergolamento) non verrà eseguita.

Dati per instabilità attorno a x

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βx/m	Vincolo a entrambi estremi	λx/m	λVer
1	Si	0					
			1-2	1	Si	22.9	Si, (<200)
2	Si	5.8					

Dati per instabilità attorno a y

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βy/n	Vincolo a entrambi estremi	λy/n	λVer
1	Si	0					
			1-2	0.8	Si	40.1	Si, (<200)
2	Si	5.8					

Verifica di stabilità per pressoflessione § 5.5.4 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx Ed	My Ed	Area	Wx	Wy	χ min	kx	ky	Verifica
5.8	SLV 14	0.232	4	-251.117	17.91199	-221.78875	0.036383	0.0070886	0.0032302	0.878	1.003	0.992	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD § 5.5.4 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx Ed	My Ed	Area	Wx	Wy	χ min	kx	ky	Verifica
5.8	SLD 13	0.135	4	-243.519	9.5084	-118.96186	0.036383	0.0070886	0.0032302	0.878	1.003	0.992	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.1 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	MxEq Ed	MyEq Ed	Area	Wx	Wy	χ min	λ adim. x/m	λ adim. y/n	N crit x/m	N crit y/n	Verifica
5.027	SLV 10	0.456	3	-278.558	955.1556	36.3282	0.03804	0.0070886	0.0033901	0.873	0.299	0.525	150674.868	48953.509	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.1 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	MxEq Ed	MyEq Ed	Area	Wx	Wy	χ min	λ adim. x/m	λ adim. y/n	N crit x/m	N crit y/n	Verifica
4.64	SLD 9	0.253	3	-260.407	509.0639	19.6346	0.03804	0.0070886	0.0033901	0.873	0.299	0.525	150674.868	48953.509	Si

Verifica di stabilità a taglio anima X §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.244	0.025	48.82	Si

Verifica di stabilità a taglio anima X SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.244	0.025	48.82	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.64	0.018	48.82	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.64	0.018	48.82	Si

Significato dei simboli utilizzati:

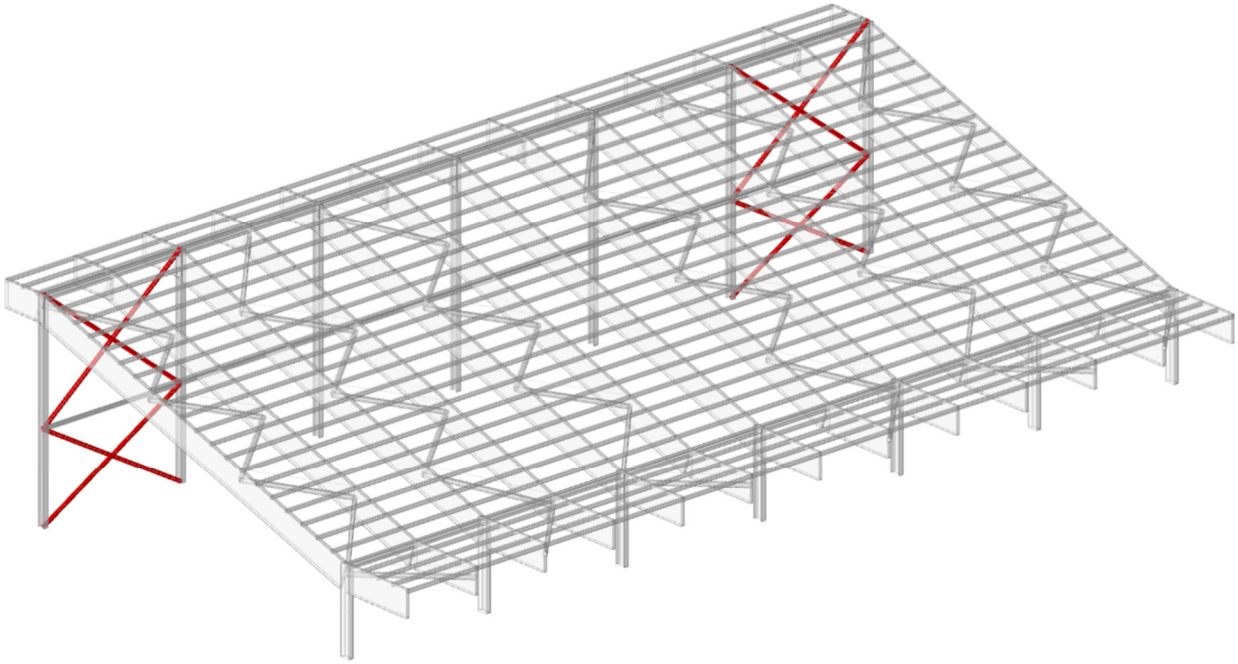
Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

Sezione: *sezione in acciaio.*
Rotazione: *rotazione della sezione. [deg]*
Area: *area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [m²]*
Jx: *momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [m4]*
Jy: *momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [m4]*
ix: *raggio di inerzia relativo all'asse x. [m]*

***iy**: raggio di inerzia relativo all'asse y. [m]*
***Wx**: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse x. [m³]*
***Wy**: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse y. [m³]*
***Wplx**: modulo di resistenza plastico relativo all'asse x. [m³]*
***Wply**: modulo di resistenza plastico relativo all'asse y. [m³]*
***Area,eff**: area della sezione efficace. [m²]*
***Wx+,eff**: modulo elastico della sezione efficace per Mx positivo. [m³]*
***Wx-,eff**: modulo elastico della sezione efficace per Mx negativo. [m³]*
***Wy+,eff**: modulo elastico della sezione efficace per My positivo. [m³]*
***Wy-,eff**: modulo elastico della sezione efficace per My negativo. [m³]*
***eNx**: eccentricità in direzione x del baricentro della sezione efficace rispetto a quello della sezione lorda. [m]*
***eNy**: eccentricità in direzione y del baricentro della sezione efficace rispetto a quello della sezione lorda. [m]*
***X**: distanza dal nodo iniziale. [m]*
***Comb.**: combinazione di verifica.*
***Sfruttamento**: rapporto di sfruttamento per la verifica in esame, inverso del coefficiente di sicurezza. Verificato se minore o uguale di 1.*
***Classe**: classe della sezione.*
***NEd**: sollecitazione assiale. [kN]*
***Nc,Rd**: resistenza assiale a compressione ridotta per taglio. [kN]*
***Nt,Rd**: resistenza assiale a trazione ridotta per taglio. [kN]*
***Riduzione da taglio**: rapporto tra la resistenza assiale ridotta per taglio e la resistenza assiale.*
***ρx**: coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione x.*
***ρy**: coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione y.*
***Verifica**: stato di verifica.*
***VEd**: sollecitazione di taglio. [kN]*
***Vc,Rd**: resistenza a taglio. [kN]*
***Av**: area resistenza a taglio. [m²]*
***Interazione taglio-torsione**: indica se è possibile ridurre il taglio resistente per presenza di torsione.*
***Riduzione torsione**: coefficiente riduttivo della resistenza a taglio per presenza di torsione.*
***Sfruttamento torsione**: rapporto tra TEd e TRd.*
***TEd**: sollecitazione torcente. [kN·m]*
***TRd**: resistenza a torsione. [kN·m]*
***Riduzione taglio resistente**: indica se è possibile ridurre il taglio resistente per presenza di torsione.*
***Sfruttamento taglio-torsione**: τEd,totale / (0.5 * τRd). Non verificato se maggiore di 1.*
***τEd,totale**: somma delle tensioni tangenziali totale derivanti da taglio e torsione. [kN/m²]*
***τRd**: tensione tangenziale resistente. [kN/m²]*
***NRd**: resistenza assiale ridotta per taglio. [kN]*
***Rid. NRd da VEd**: rapporto tra la resistenza assiale ridotta per taglio e la resistenza assiale.*
***Mx,Ed**: sollecitazione flettente attorno x-x. [kN·m]*
***Mx,Rd**: resistenza a flessione attorno x-x ridotta. [kN·m]*
***Rid. Mx,Rd da VEd**: rapporto tra la resistenza flettente ridotta per taglio e la resistenza flettente attorno x-x.*
***Rid. Mx,Rd da NEd**: rapporto tra la resistenza flettente ridotta per sforzo normale e taglio e la resistenza flettente ridotta per taglio attorno x-x.*
***My,Ed**: sollecitazione flettente attorno y-y. [kN·m]*
***My,Rd**: resistenza a flessione attorno y-y ridotta. [kN·m]*
***Rid. My,Rd da VEd**: rapporto tra la resistenza flettente ridotta per taglio e la resistenza flettente attorno y-y.*
***Rid. My,Rd da NEd**: rapporto tra la resistenza flettente ridotta per sforzo normale e taglio e la resistenza flettente ridotta per taglio attorno y-y.*
***α**: esponente α per flessione deviata.*
***β**: esponente β per flessione deviata.*
***Numero rit.**: numero del ritegno.*
***Presente**: indica se il ritegno è presente o meno.*
***Ascissa**: ascissa del ritegno rispetto al nodo iniziale del superelemento o ascissa iniziale e finale della campata. [m]*
***Campata**: campata tra i ritegni.*
***βx/m**: coefficiente di lunghezza efficace per rotazione attorno a x/m.*
***Vincolo a entrambi estremi**: indica se il tratto è vincolato a entrambi gli estremi.*
***λx/m**: snellezza attorno a x/m del tratto tra i due ritegni.*
***λVer**: snellezza accettabile.*
***βy/n**: coefficiente di lunghezza efficace per rotazione attorno a y/n.*
***λy/n**: snellezza attorno a y/n del tratto tra i due ritegni.*
***Area**: area della sezione. [m²]*
***Wx**: modulo resistente della sezione per inflessione attorno all'asse x-x. [m³]*
***Wy**: modulo resistente della sezione per inflessione attorno all'asse y-y. [m³]*
***χ,min**: coefficiente di riduzione minimo.*
***MxEq,Ed**: momento sollecitante equivalente attorno l'asse x-x tra due ritegni all'inflessione attorno x-x. [kN·m]*
***MyEq,Ed**: momento sollecitante massimo attorno l'asse y-y tra due ritegni all'inflessione attorno y-y. [kN·m]*
***λ adim. x/m**: snellezza adimensionale per inflessione attorno l'asse x-x / m-m.*
***λ adim. y/n**: snellezza adimensionale per inflessione attorno l'asse y-y / n-n.*
***N,crit x/m**: carico critico per inflessione attorno all'asse x-x / m-m. [kN]*
***N,crit y/n**: carico critico per inflessione attorno all'asse y-y / n-n. [kN]*
***η**: valore di η.*
***hw**: altezza dell'anima. [m]*
***tw**: spessore dell'anima. [m]*
***hw/tw max**: rapporto tra hw e tw massimo.*

11.6. Controventi

I controventi di parete posti sul prospetto Nord contribuiscono alla rigidezza globale della struttura nei confronti delle azioni orizzontali in direzione longitudinale e allo stesso tempo stabilizzano le colonne HEA500 di notevole altezza. Tali controventi sono realizzati con profili tubolari CHS 273x8 mm.



Si riporta di seguito la verifica dell'elemento maggiormente sollecitato.

Caratteristiche del materiale

Acciaio: S355, fyk = 355000

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 12.621
Nodo iniziale: 29 Nodo finale: 351
Cerniera iniziale: Svincolo: M2, M3 Cerniera finale: Svincolo: M2, M3
Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
EN10219 273x8	0	0.00666	0.0000585171	0.0000585171	0.0937	0.0937	0.0004287	0.0004287	0.00056197	0.00056197

Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc Rd	Nt Rd	Riduzione da taglio	ρx	ρy	Verifica
0	SLV 1	0.179	2	-403.979	2251.774		1	0	0	Si

Verifiche a forza assiale SLD §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc Rd	Nt Rd	Riduzione da taglio	ρx	ρy	Verifica
0	SLD 1	0.099	2	-223.855	2251.774		1	0	0	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLU 18	0.004	3.398	826.384	0.00424	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 1	0.003	2.614	827.645	0.00424	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd totale	τRd	Verifica
0	SLU 2	0.002	0.26673	172.25825	Considerata				Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
6.311	SLV 1	0.222	2	-401.966	2251.774	1	-8.2482	189.9996	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx Ed	Mx Rd	Rid. Mx Rd da VEd	Rid. Mx Rd da NEd	ρx	ρy	Verifica
6.311	SLD 1	0.142	2	-221.842	2251.774	1	-8.2482	189.9996	1		0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;
Curva X: c; Curva Y: c;
Svergolamento: Nessuno; la verifica a instabilità flesso-torsionale (svergolamento) non verrà eseguita.

Dati per instabilità attorno a x

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βx/m	Vincolo a entrambi estremi	λx/m	λVer
1	Si	0					
			1-2	1	Si	127.9	Si, (<200)
2	Si	12.621					

Dati per instabilità attorno a y

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βy/n	Vincolo a entrambi estremi	λy/n	λVer
1	Si	0					
			1-2	1	Si	127.9	Si, (<200)
2	Si	12.621					

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx Ed max	Mx Rk	My Ed max	My Rk	χ x	χ y	kxx	kxy	kyx	kyy	χ LT	Verifica
0	SLV 2	0.743	2	-403.979	2364.363	8.24821	199.49959	0	199.49959	0.264	0.264	1.466	0.556	0.88	0.926		Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx Ed max	Mx Rk	My Ed max	My Rk	χ x	χ y	kxx	kxy	kyx	kyy	χ LT	Verifica
0	SLD 1	0.43	2	-223.855	2364.363	8.24821	199.49959	0	199.49959	0.264	0.264	1.236	0.468	0.742	0.781		Si

Tutte le verifiche hanno dato esito positivo.

12. VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Tra le verifiche di deformabilità della struttura, oltre alle verifiche sulle frecce degli elementi strutturali già analizzate nei paragrafi precedenti, vanno considerate:

- Le verifiche rigidezza (spostamenti di interpiano) ai sensi del 7.3.6.1 delle NTC'18;
- Le verifiche di distanza tra edifici contigui ai sensi del 7.2.1 delle NTC'18.

12.1. Verifica spostamenti di interpiano

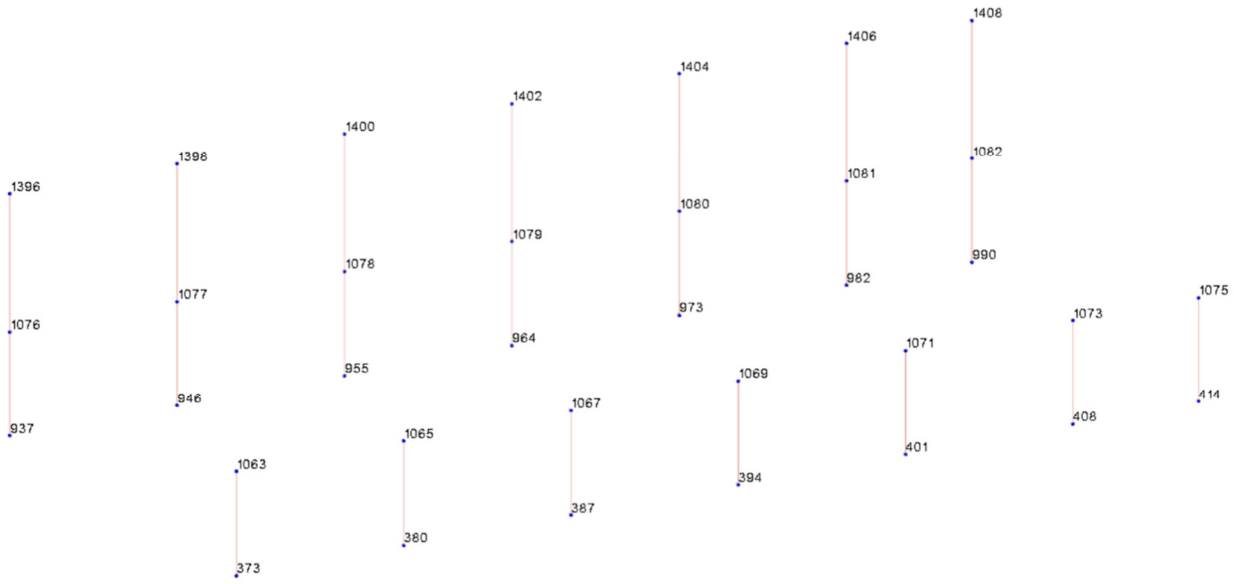
Per quanto riguarda le verifiche di rigidezza agli SLO previste dalla normativa per le strutture in classe d'uso III e IV, si procede alla verifica del rispetto degli spostamenti limite di interpiano.

Lo spostamento limite di interpiano è stato assunto pari a 0,01H in quanto la struttura non presenta tamponature rigide che potrebbero subire danni a seguito della deformazione della struttura principale.

Lo spostamento limite di interpiano viene in oltre ridotto ai 2/3 in quanto la struttura è classificata come classe d'uso IV.

Lo spostamento d'interpiano limite per verifica è quindi pari a:

$$d \leq \frac{2}{3} * 0{,}01h = 0{,}006667\ h$$



Si riportano di seguito gli spostamenti di interpiano massimi.

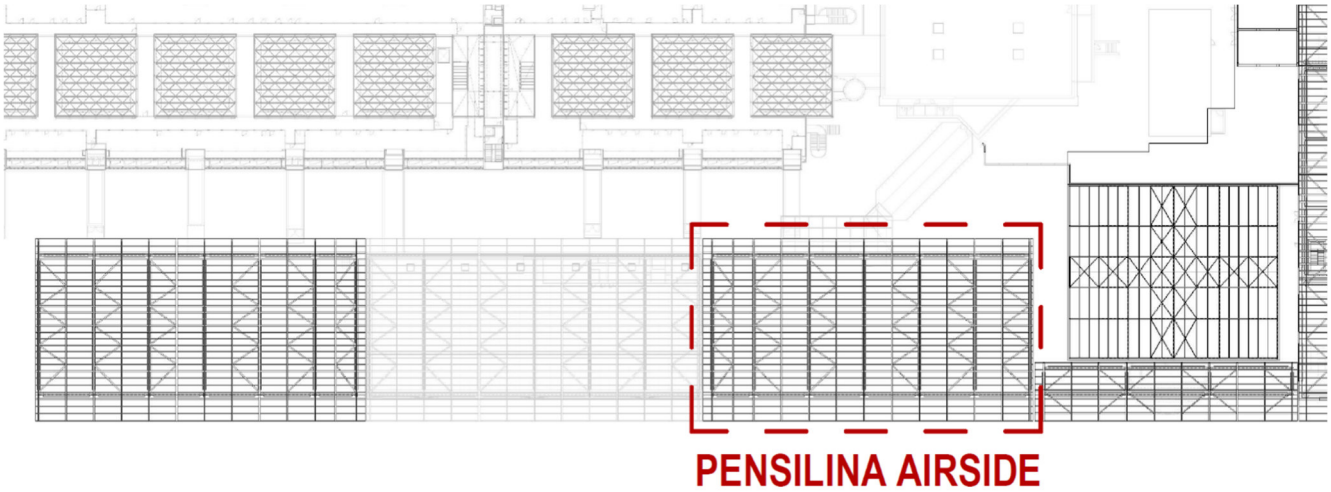
Comb.	Nodo inferiore			Nodo superiore			δ	h	δ/h	Ver.
	Indice	X	Y	Indice	X	Y				
1	414	-0.647259	-0.328334	1075	-2.159017	-1.118382	1.705751	580	0.002941	Si
	990	-1.007803	-0.325844	1408	-2.08301	-1.169984	1.366983	1350	0.001013	Si
2	414	-0.647259	-0.328334	1075	-2.159017	-1.118382	1.705751	580	0.002941	Si
	990	-1.007803	-0.325844	1408	-2.08301	-1.169984	1.366983	1350	0.001013	Si
3	380	-0.660348	0.277031	1065	-2.224262	1.117349	1.775377	580	0.003061	Si
	937	-1.032402	0.352651	1396	-2.024889	1.311362	1.379912	1350	0.001022	Si
4	380	-0.660348	0.277031	1065	-2.224262	1.117349	1.775377	580	0.003061	Si
	937	-1.032402	0.352651	1396	-2.024889	1.311362	1.379912	1350	0.001022	Si
5	373	-0.181458	-0.887598	1063	-0.623421	-3.226095	2.379895	580	0.004103	Si
	946	-0.323013	-0.873178	1398	-0.61623	-3.345131	2.489282	1350	0.001844	Si
6	373	-0.181458	-0.887598	1063	-0.623421	-3.226095	2.379895	580	0.004103	Si
	946	-0.323013	-0.873178	1398	-0.61623	-3.345131	2.489282	1350	0.001844	Si
7	380	-0.210864	0.891984	1065	-0.699034	3.34898	2.505023	580	0.004319	Si
	937	-0.298137	0.920962	1396	-0.561823	3.522389	2.614757	1350	0.001937	Si
8	380	-0.210864	0.891984	1065	-0.699034	3.34898	2.505023	580	0.004319	Si
	937	-0.298137	0.920962	1396	-0.561823	3.522389	2.614757	1350	0.001937	Si
9	380	0.212548	-0.880693	1065	0.718833	-3.270722	2.443064	580	0.004212	Si
	937	0.277672	-0.928001	1396	0.62003	-3.471922	2.566855	1350	0.001901	Si
10	380	0.212548	-0.880693	1065	0.718833	-3.270722	2.443064	580	0.004212	Si
	937	0.277672	-0.928001	1396	0.62003	-3.471922	2.566855	1350	0.001901	Si
11	387	0.186264	0.879765	1067	0.641053	3.285691	2.448533	580	0.004222	Si
	946	0.305489	0.883346	1398	0.701927	3.448101	2.595213	1350	0.001922	Si
12	387	0.186264	0.879765	1067	0.641053	3.285691	2.448533	580	0.004222	Si
	946	0.305489	0.883346	1398	0.701927	3.448101	2.595213	1350	0.001922	Si
13	380	0.652713	-0.265958	1065	2.214089	-1.065257	1.754074	580	0.003024	Si
	937	1.011617	-0.350593	1396	2.024183	-1.269743	1.367526	1350	0.001013	Si
14	380	0.652713	-0.265958	1065	2.214089	-1.065257	1.754074	580	0.003024	Si
	937	1.011617	-0.350593	1396	2.024183	-1.269743	1.367526	1350	0.001013	Si
15	414	0.648467	0.281175	1075	2.189265	1.06314	1.727868	580	0.002979	Si
	990	0.989393	0.277773	1408	2.124377	1.109027	1.406831	1350	0.001042	Si
16	414	0.648467	0.281175	1075	2.189265	1.06314	1.727868	580	0.002979	Si
	990	0.989393	0.277773	1408	2.124377	1.109027	1.406831	1350	0.001042	Si

Tutti gli spostamenti di interpiano risultano inferiori al valore limite di verifica.

La verifica risulta quindi soddisfatta.

12.2. Verifica distanza tra costruzioni contigue

Il caso peggiore ai fini delle verifiche riguarda la tettoia da realizzare in adiacenza all'avancorpo, già realizzato, da un lato e all'edificio cerniera, di nuova progettazione, dall'altro lato. Lo spostamento da considerare è quello in direzione X ovvero in direzione longitudinale di sviluppo del prospetto frontale.



Per le verifiche è necessario considerare gli spostamenti massimi nella combinazione SLV in direzione X, determinati in accordo al 7.3.3.3 delle NTC'18.

Avendo considerato nel modello di calcolo l'interazione terreno-struttura si andrà a considerare lo spostamento massimo al netto dello spostamento del terreno.

$$d_{X,max,SLV} = q * u_{x,net} = 1{,}5\left(u_{x,str} - u_{x,g}\right) = \pm\, 3{,}80\ cm$$

Lo spostamento massimo, considerando le stesse ipotesi, dell'edificio a lato è pari a:

$$d_{X,max,SLV,cerniera} = \pm\, 8{,}50\ cm$$

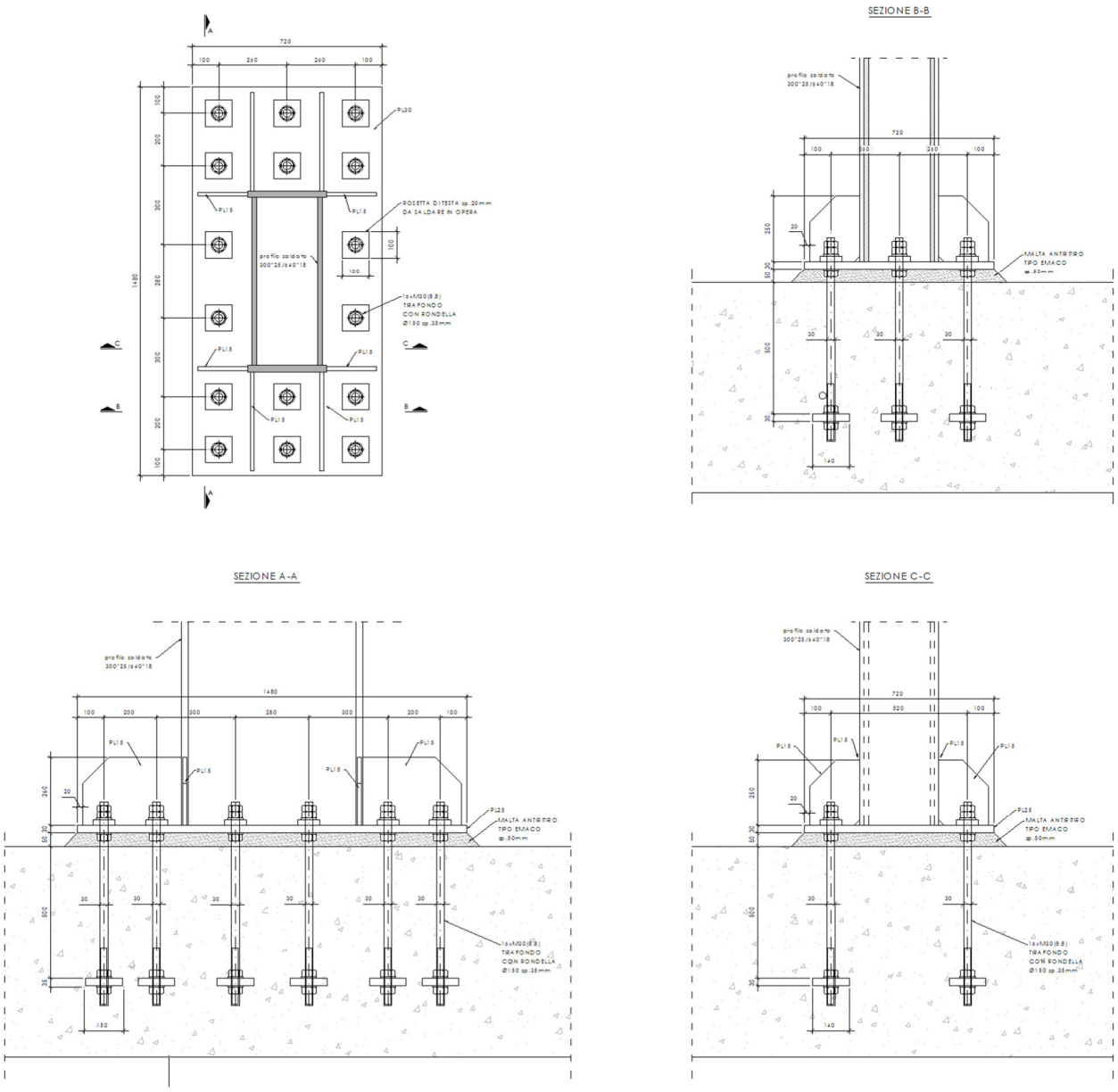
Il giunto sismico previsto in fase di progettazione è pari a 30 cm, sufficiente quindi ad evitare in caso di sollecitazione sismica il fenomeno del martellamento tra edifici adiacenti.

13. VERIFICA DELLE CONNESSIONI

13.1. Connessioni elementi in acciaio

13.1.1. Piastre di base – colonne frontali

Si riporta in seguito la verifica della connessione della piastra di base delle colonne frontali.
La connessione è quella riportata nell'immagine di seguito:

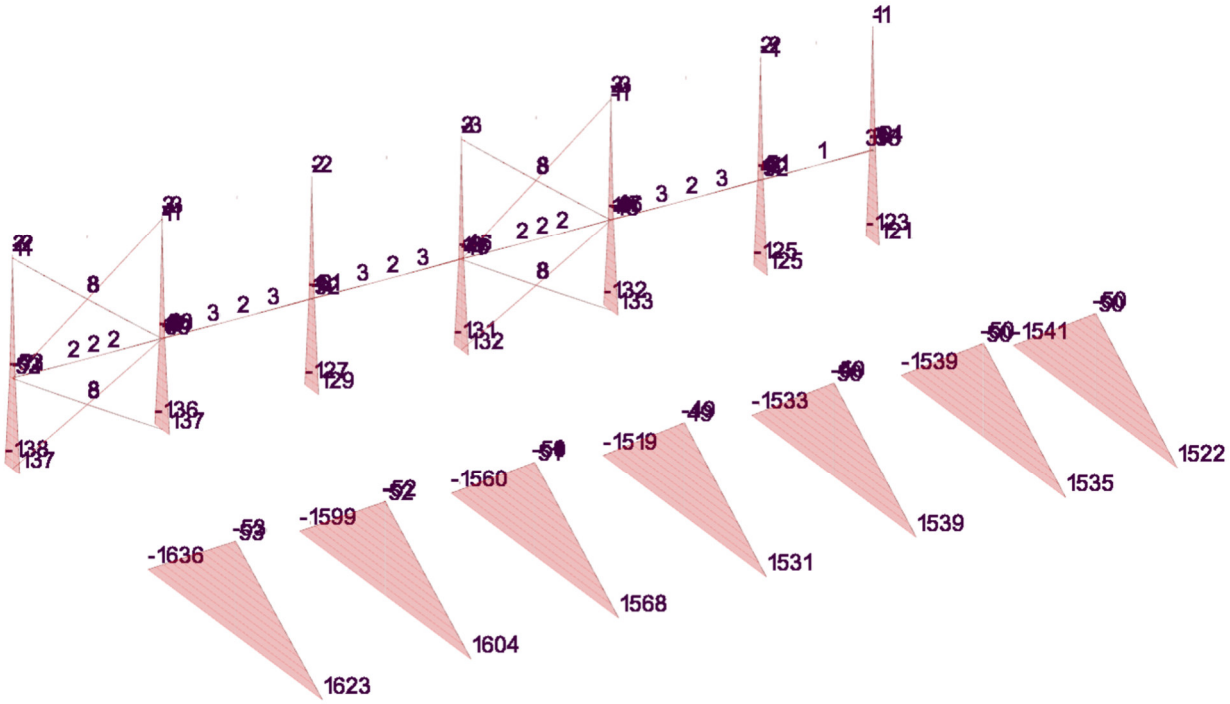


Piastra di base colonna

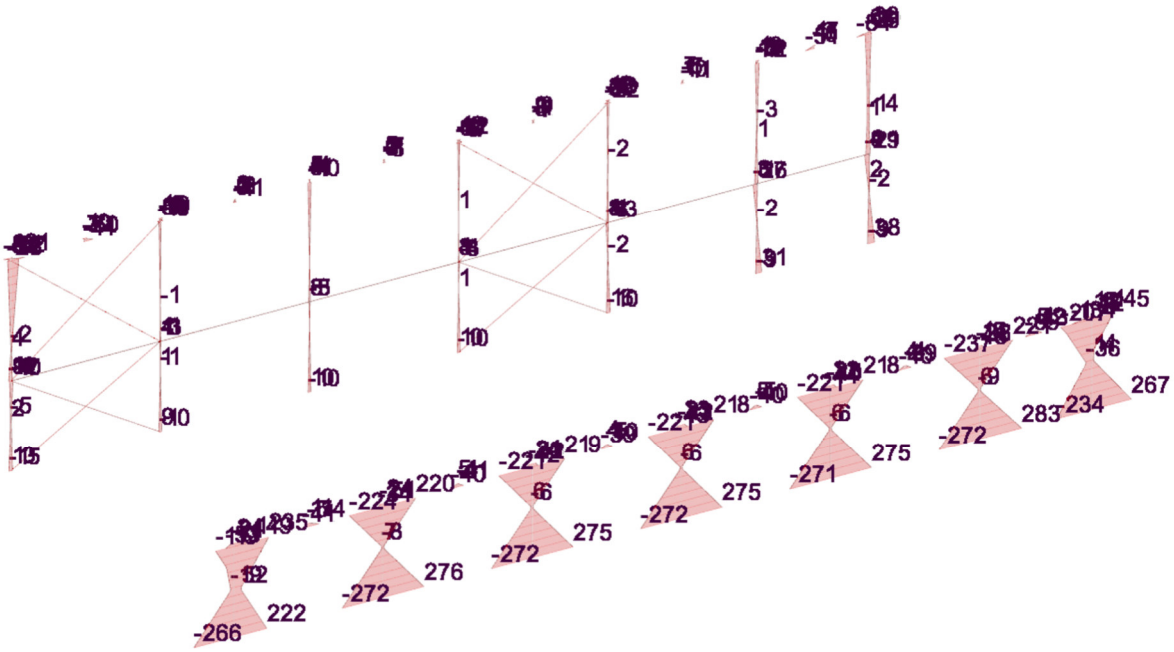
Per la verifica vengono utilizzate le sollecitazioni massime registrate sulle colonne da analisi FEM.
Le sollecitazioni utilizzate fanno riferimento ad un inviluppo delle sollecitazioni e pertanto rappresentano dei massimi non concomitanti (ipotesi a favore di sicurezza).

Si riportano le sollecitazioni di seguito:

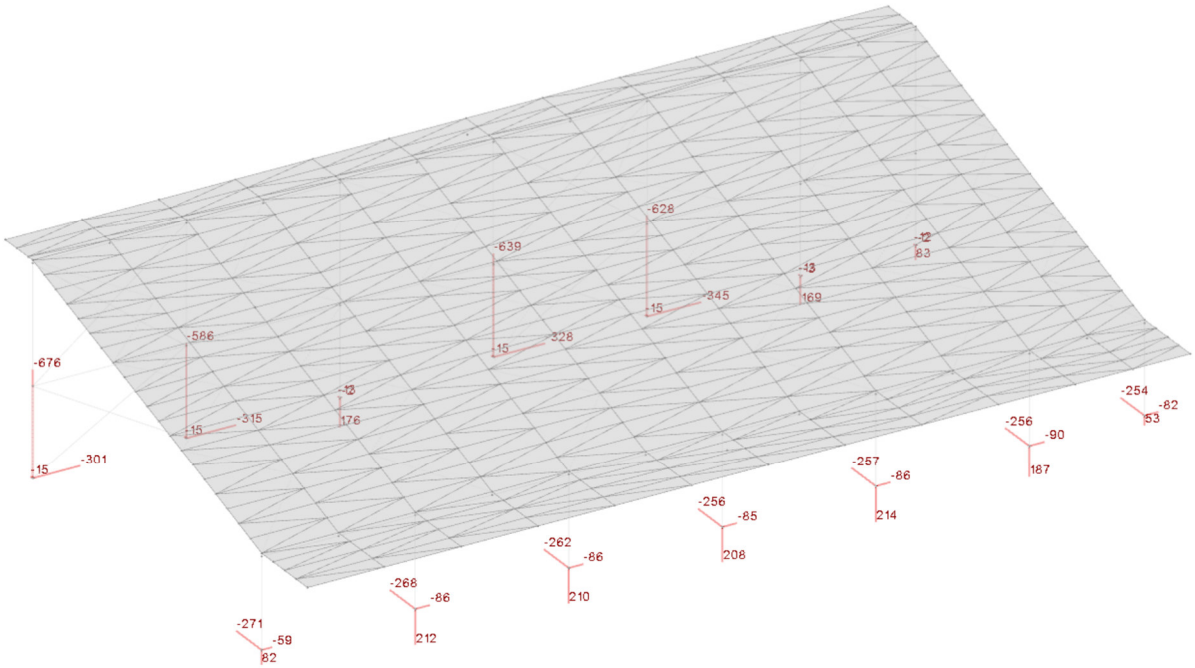
Inviluppi SLV



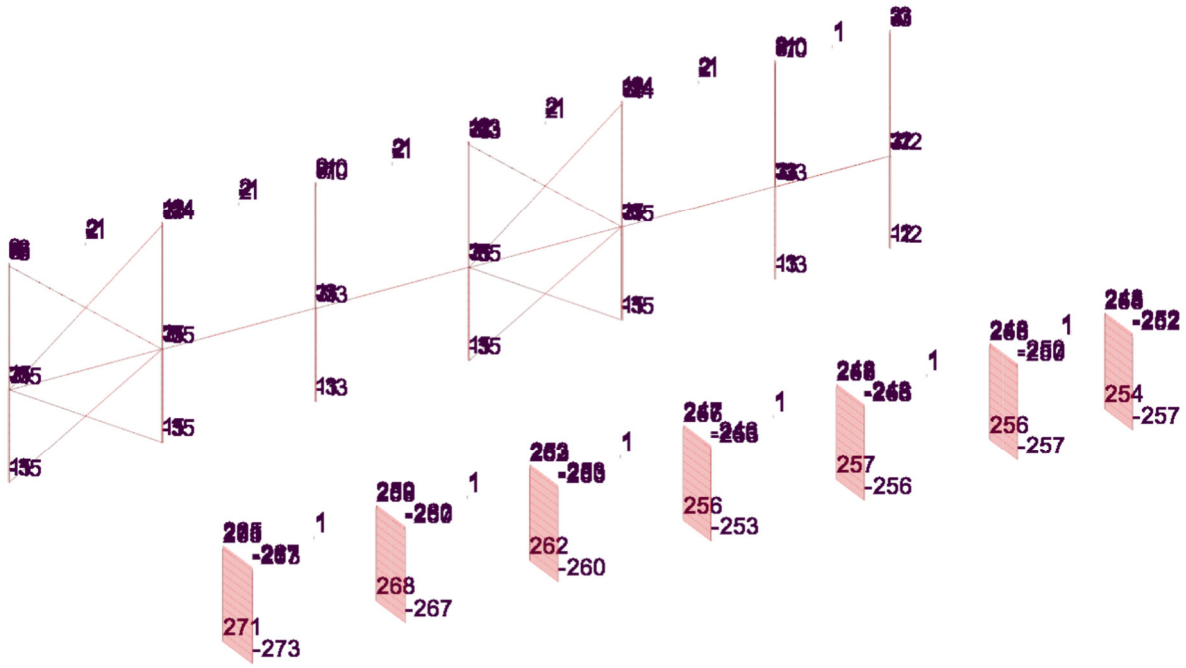
Inviluppo SLV - momenti M3



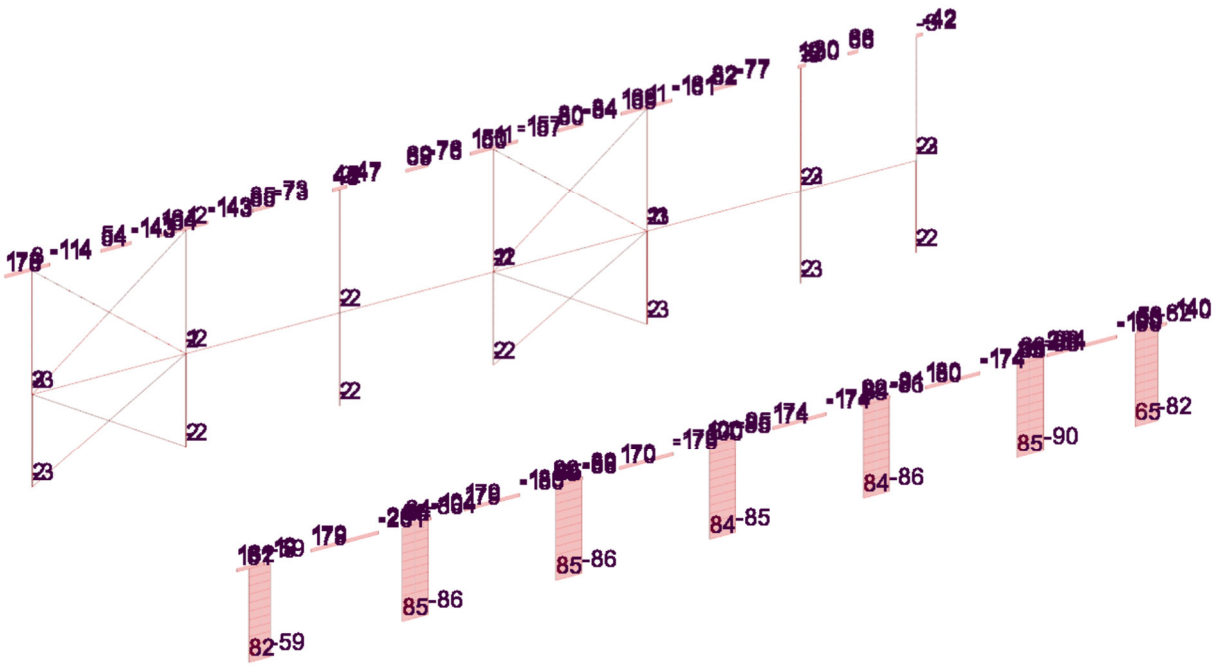
Inviluppo SLV - momenti M2



Inviluppo SLV – Sforzi assiali

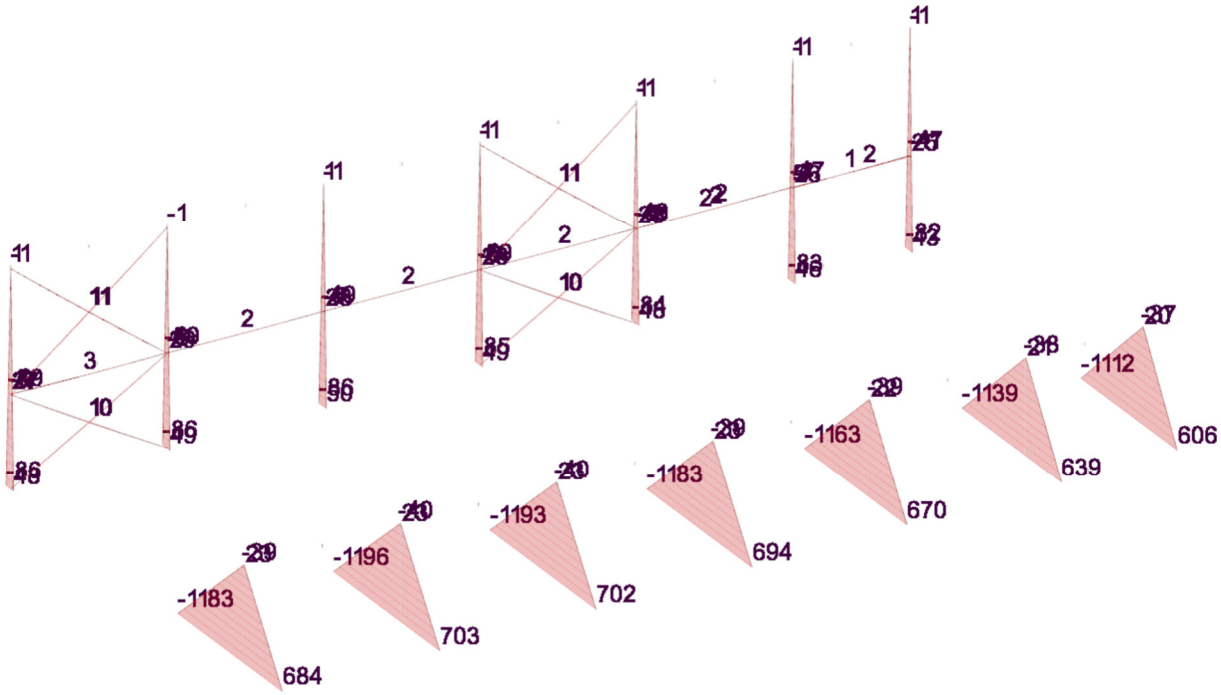


Inviluppo SLV – taglio F2

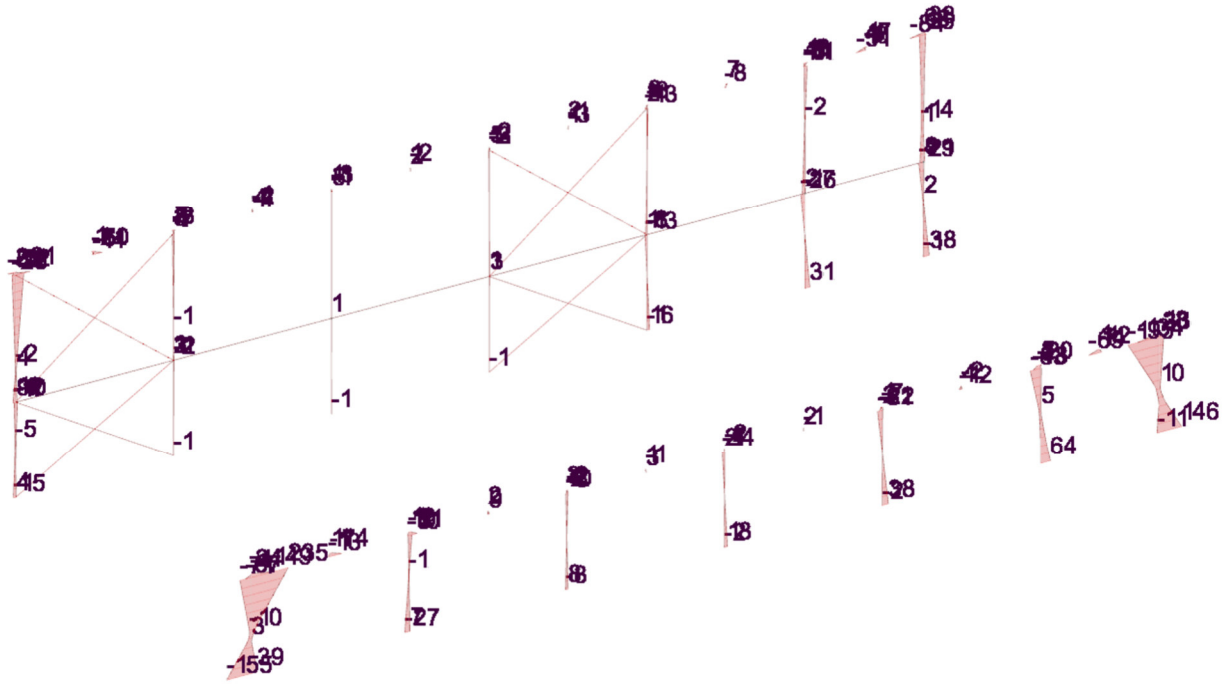


Inviluppo SLV – taglio F3

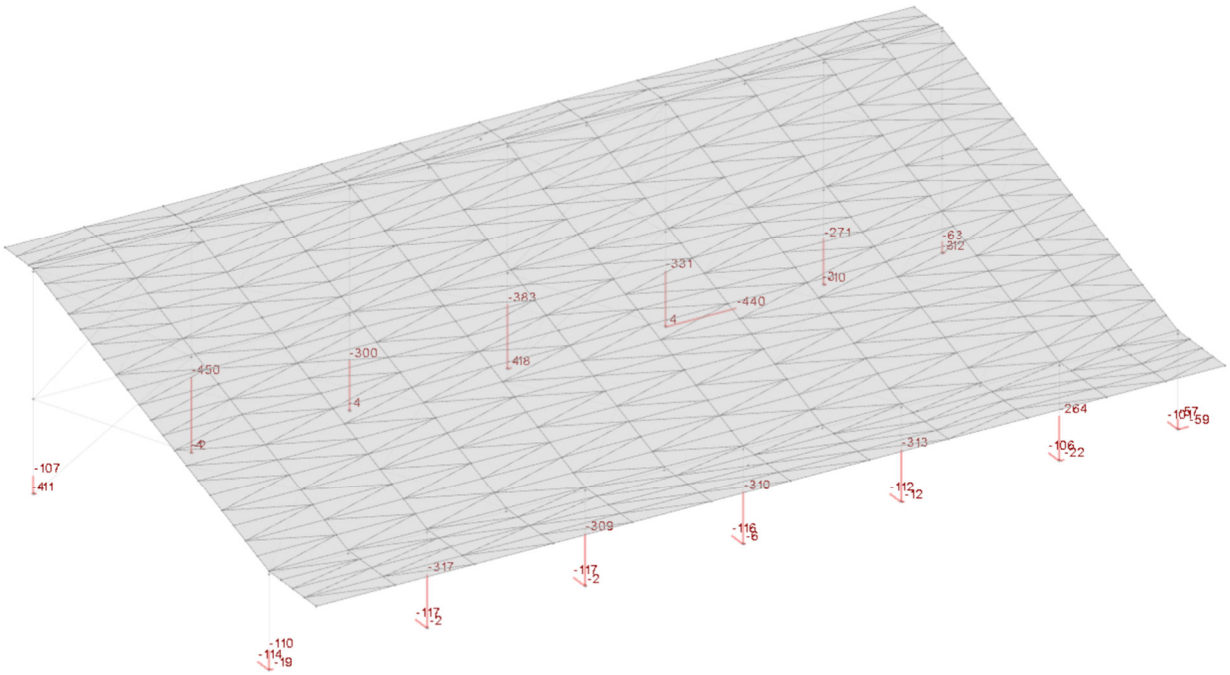
Inviluppi SLU



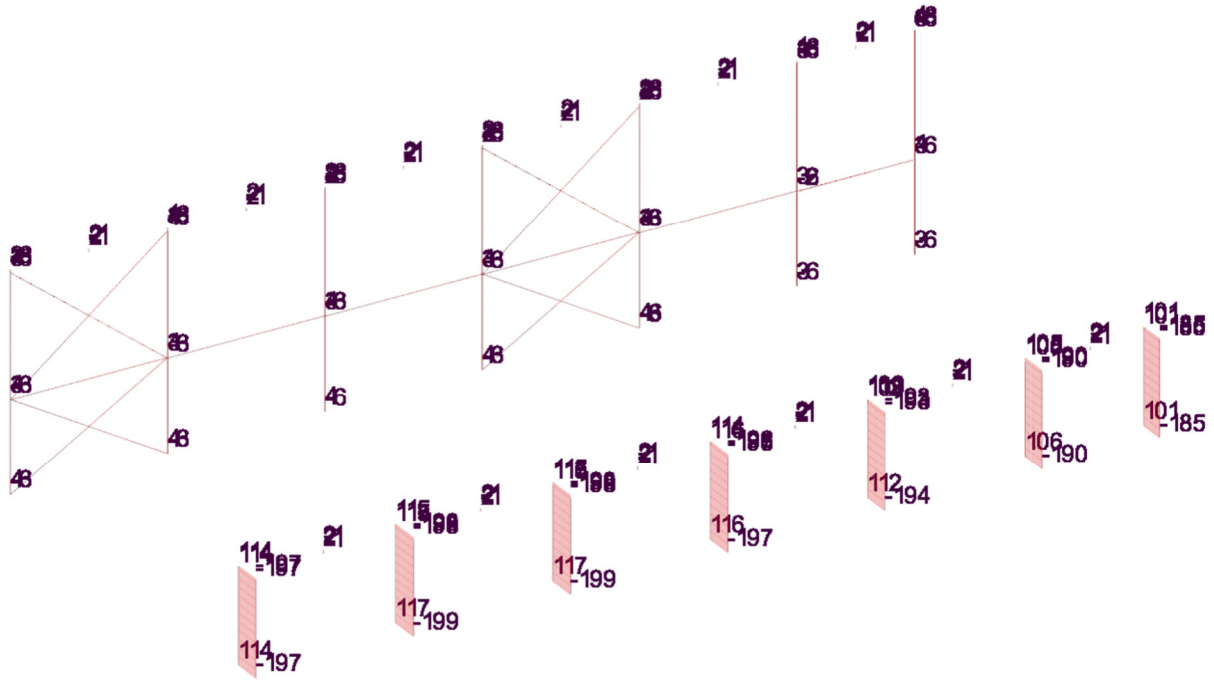
Inviluppo SLU - momenti M3



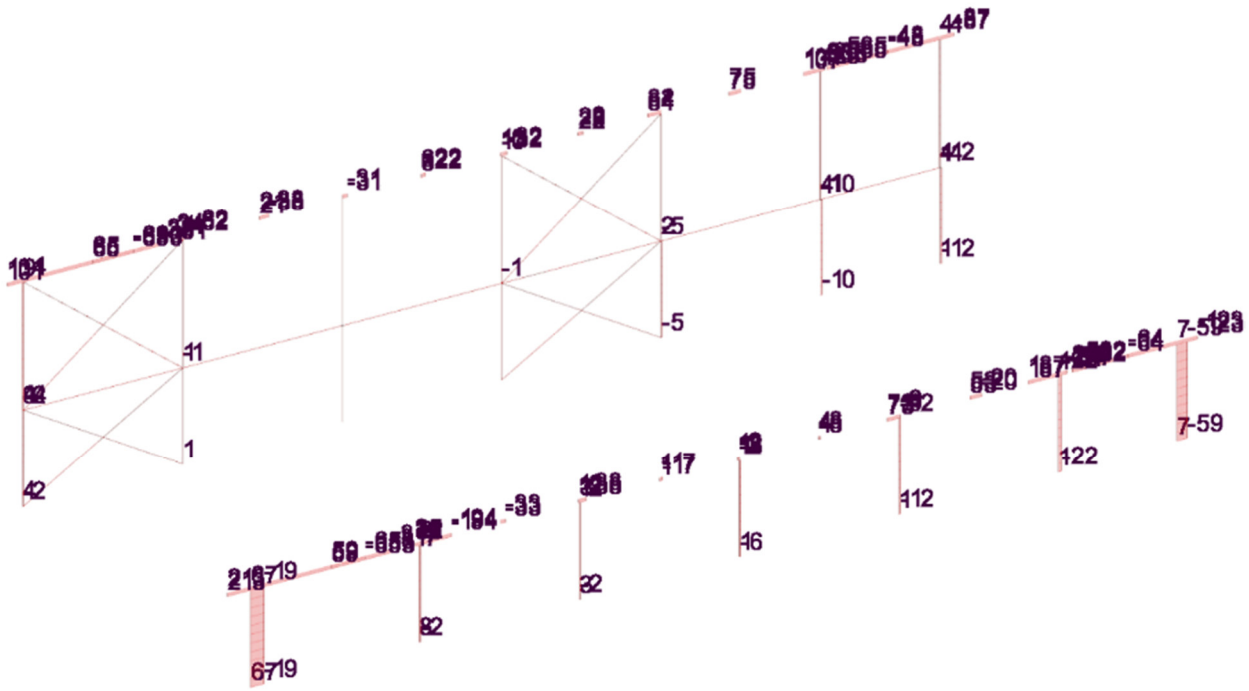
Inviluppo SLU - momenti M2



Inviluppo SLU – Sforzi assiali



Inviluppo SLU – taglio F2



Inviluppo SLU– taglio F3

Di seguito si riporta un estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica:

PIASTRA DI BASE - UNI EN 1993-1-8:2005 (EC3)

ELEMENTO : **SAC01_06_FRONT**

Normativa

Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M1} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
coefficiente	γ_c =	**1.50**	

Materiali

Piastra di base

tipo d'acciaio		**S355**	
tensione di snervamento	$f_{yk,bp}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,bp}$ =	470	*N/mm²*

Tirafondi

tipo di acciaio		**8.8**	
tensione di snervamento	$f_{yk,b}$ =	640	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,b}$ =	800	*N/mm²*
tipo d'acciaio rondella (per la tipologia c)		**S355**	
tensione di snervamento rondella (per la tipologia c)	$f_{yk,w}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura rondella (per la tipologia c)	$f_{u,w}$ =	470	*N/mm²*

Chiave di taglio

tipo di acciaio		**S355**	
tipo di prodotto		**flat**	
tensione di snervamento	$f_{yk,sk}$ =	355	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,sk}$ =	510	*N/mm²*

Calcestruzzo

Classe del cemento		**(32)/40**	
res. caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
res. caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
modulo d'elasticità	E =	36050	*N/mm²*
res. calcolo a compressione cilindrica	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c$ =	18.1	*N/mm²*
res. caratteristica a trazione	f_{ctk} =	2.12	*N/mm²*
res. di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ =	1.41	*N/mm²*
coefficiente per il diametro delle barre	η =	1.00	
resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctd}$ =	3.18	*N/mm²*

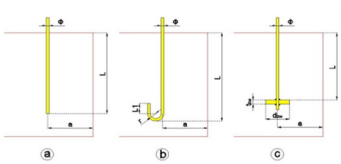
Geometria

Piastra di base

Spessore della piastra	t_p =	**30**	*mm*
Larghezza z	b_p =	**720**	*mm*
Larghezza y	h_p =	**1480**	*mm*

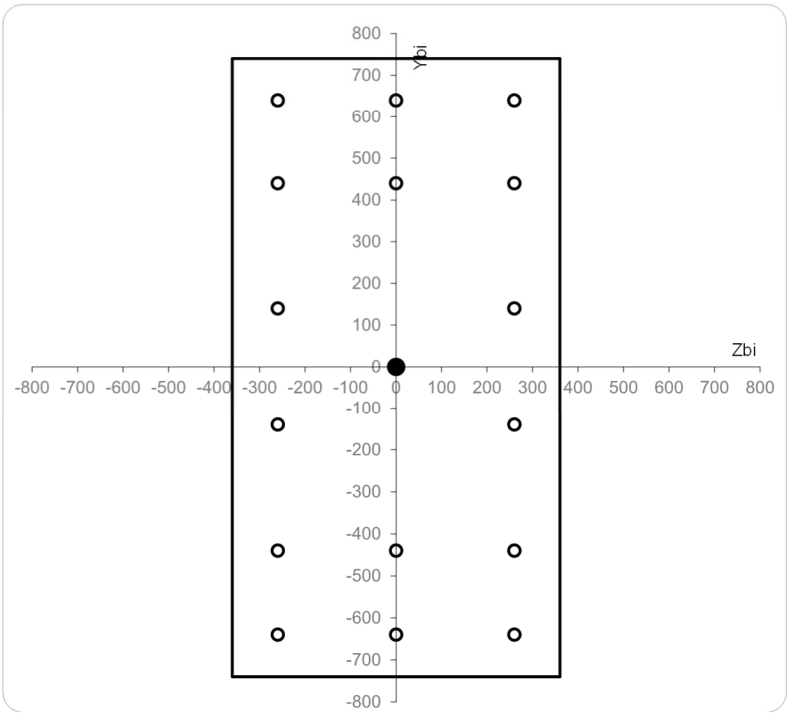
Tirafondi

diametro dei tirafondi	Ø =	**30**	*mm*
sezione grezza dei tirafondi	A =	707	mm^2
sezione resistente dei tirafondi	A_{res} =	530	mm^2
tipo d'ancoraggio		**c)**	
lunghezza dell'ancora dei tirafondi	L =	**500**	*mm*
raggio dell'aggancio (per la tipologia b)	r =	**-**	*mm*
lunghezza d'estremità del gancio (per la tipologia b)	L_1 =	**-**	*mm*
diametro rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	d_{bw} =	**150**	*mm*
spessore rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	t_{bw} =	**35**	*mm*



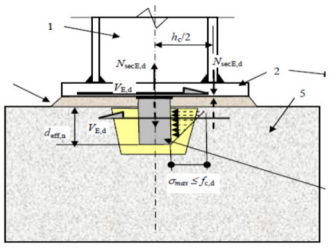
B	z_{Bi} [mm]	y_{Bi} [mm]
1	-260	440
2	260	440
3	0	440
4	-260	640
5	260	640
6	0	640
7	-260	-440
8	260	-440
9	0	-440
10	-260	-640
11	260	-640
12	0	-640
13	-260	140
14	-260	-140
15	260	140
16	260	-140
17		
18		
19		
20		
21		
22		

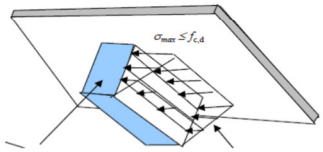
n° tot tirafondi 16

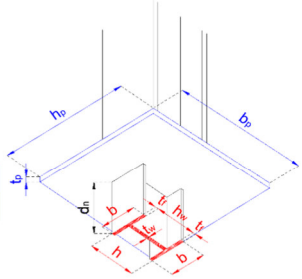


Chiave di taglio

ID profilo	ID =	-	
altezza	h =	-	*mm*
larghezza dell'ala	b =	-	*mm*
spessore dell'anima	t_w =	-	*mm*
spessore dell'ala	t_f =	-	*mm*
altezza netta dell'anima	h_w =	-	*mm*
area totale della sezione	A =	-	mm^2
area di taglio - asse Y.	A_y =	-	mm^2
area di taglio - asse Z.	A_z =	-	mm^2
momento di inerzia della sezione - asse Y.	J_y =	-	mm^4
momento di inerzia della sezione - asse Z.	J_z =	-	mm^4
modulo resistenza della sezione - asse Y.	W_y =	-	mm^3
modulo resistenza della sezione - asse Z.	W_z =	-	mm^3
Lunghezza della chiave di taglio	d_n =	-	*mm*
Spessore malta di allettamento	h_g =	50	*mm*
profondità effettiva (60mm ≤ deff, n ≤ 1,5 hn)	$d_{eff,n} = d_n - h_g$ =	-	*mm*
area di contatto con calcestruzzo per taglio Y	$A_{cls,Y} = d_{eff,n} \cdot b$ =	-	mm^2
area di contatto con calcestruzzo per taglio Z	$A_{cls,Z} = d_{eff,n} \cdot h_w$ =	-	mm^2







Carichi

Forze sulla flangia

sforzo assiale - asse X	F_x =	**53**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**90**	*kN*
sforzo di taglio - asse Z	F_z =	**273**	*kN*
momento flettente - asse Y	M_y =	**1604**	*kNm*
momento flettente - asse Z	M_z =	**283**	*kNm*

Sforzi sui tirafondi

B	$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	$F_{b,z}$ [kN]	$F_{b,yz}$ [kN]	$\sigma_{b,x}$ [N/mm^2]
1	279	6	17	18	**395**
2	279	6	17	18	**395**
3	279	6	17	18	**395**
4	279	6	17	18	**395**
5	279	6	17	18	**395**
6	279	6	17	18	**395**
7	279	6	17	18	**395**
8	279	6	17	18	**395**
9	279	6	17	18	**395**
10	279	6	17	18	**395**
11	279	6	17	18	**395**
12	279	6	17	18	**395**
13	279	6	17	18	**395**
14	279	6	17	18	**395**
15	279	6	17	18	**395**
16	279	6	17	18	**395**
17	-	-	-	-	**0**
18	-	-	-	-	**0**
19	-	-	-	-	**0**
20	-	-	-	-	**0**
21	-	-	-	-	**0**
22	-	-	-	-	**0**
MAX	**279**	**6**	**17**	**18**	**395.0**

Compressione sul calcestruzzo

Massima compressione sul calcestruzzo $\sigma_{x,cls,min}$ = **12.3** *N/mm²*

Verifiche

Piastra di base

T-Stub

B	L_{eff}	m	e	n	$M_{pl,Rd}$	$F_{T,Rd1}$	$F_{T,Rd2}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Ed}$	ratio
1	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
2	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
3	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
4	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
5	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
6	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
7	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
8	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
9	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
10	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
11	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
12	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
13	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
14	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
15	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
16	**350**	**90**	**100**	100	25875000	1150	612	612	558	0.91
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MAX								*ratio:*	*0.91*	**OK**

Tirafondi

Resistenza dei tirafondi

forza di taglio $F_{V,Sd} = F_{b,yz,max}$ = 18 kN

forza nominale di trazione (* solo se positiva) $F_{N,Sd} = F_{b,x,max}$ * = 279 kN

resistenza al taglio $F_{V,Rd}$ = 170 *kN*

resistenza alla trazione $F_{N,Rd}$ = 305 kN

$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd}$	→	**18** *kN*	<	**170** *kN*	*ratio:*	*0.11*	**OK**
$F_{N,Sd} \leq F_{N,Rd}$	→	**279** *kN*	<	**305** *kN*	*ratio:*	*0.91*	**OK**
$F_{V,Sd}/F_{V,Rd} + F_{N,Sd}/(1.4F_{N,Rd}) \leq 1$	→	**0.76**	<	**1.0**	*ratio:*	*0.76*	**OK**

Estrazione dei tirafondi

res. estrazione (a) $N_{e,Rd,a} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot L$ = - *kN*

res. estrazione (b) $N_{e,Rd,b} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot (L+6.4 \cdot r+3.5 \cdot L_1)$ = - *kN*

res. estrazione (c) $N_{e,Rd,c} = f_{cd} \cdot \pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4$ = 308 *kN*

res. Estrazione $N_{e,Rd}$ = 308 *kN*

$F_{b,x,max} \leq N_{e,Rd}$	→	**279** *kN*	<	**308** *kN*	*ratio:*	*0.91*	**OK**

Resistenza della rondella d'ancoraggio (solo per la tipologia d'ancoraggio c)

compressione locale sul calcestruzzo $\sigma_C = F_{b,x,max}/(\pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4)$ = 16.46 *N/mm²*

coefficiente di geometria (sulla base del rapporto dp/Ø) η = 3.36

forza sull'acciaio della rondella $\sigma_S = \eta \cdot \sigma_c (d_{bw}/2t_{bw})^2$ = 254 *N/mm²*

$\sigma_s \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$		**254** *N/mm²*	<	**329** *N/mm²*	*ratio:*	*0.77*	**OK**

Chiave di taglio

Resistenza della chiave di taglio

massimo momento flettente - asse Y.	$M_{y,max} = V_{z,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*	
massimo momento flettente - asse Z.	$M_{z,max} = V_{y,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*	
tensioni tangenziali - dir Y	$\tau_{max,y} = V_y/A_y =$	-	*N/mm²*	
tensioni tangenziali - dir Z	$\tau_{max,z} = V_z/A_z =$	-	*N/mm²*	
tensione assiale - dir X	$\sigma_x = \lvert M_{y,max}\rvert/W_y + \lvert M_{z,max}\rvert/W_z =$	-	*N/mm²*	
tensione di Von Mises	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_x^2+3(\tau_y^2+\tau_z^2))} =$	-	*N/mm²*	

$\sigma_{VM} \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	→	- *N/mm²*	-	- *N/mm²*	*ratio:* -	-

Contatto con il calcestruzzo

Compressione massima sul calcestruzzo dir Y	$\sigma_{y,cls} = 2 \cdot V_{y,max}/A_{cls,y} =$	-	*N/mm²*	

$\lvert\sigma_{y,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	- *N/mm²*	-	- *N/mm²*	*ratio:* -	-

Compressione massima sul calcestruzzo - dir Z	$\sigma_{z,cls} = 2 \cdot V_{z,max}/A_{cls,z} =$	-	*N/mm²*	

$\lvert\sigma_{z,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	- *N/mm²*	-	- *N/mm²*	*ratio:* -	-

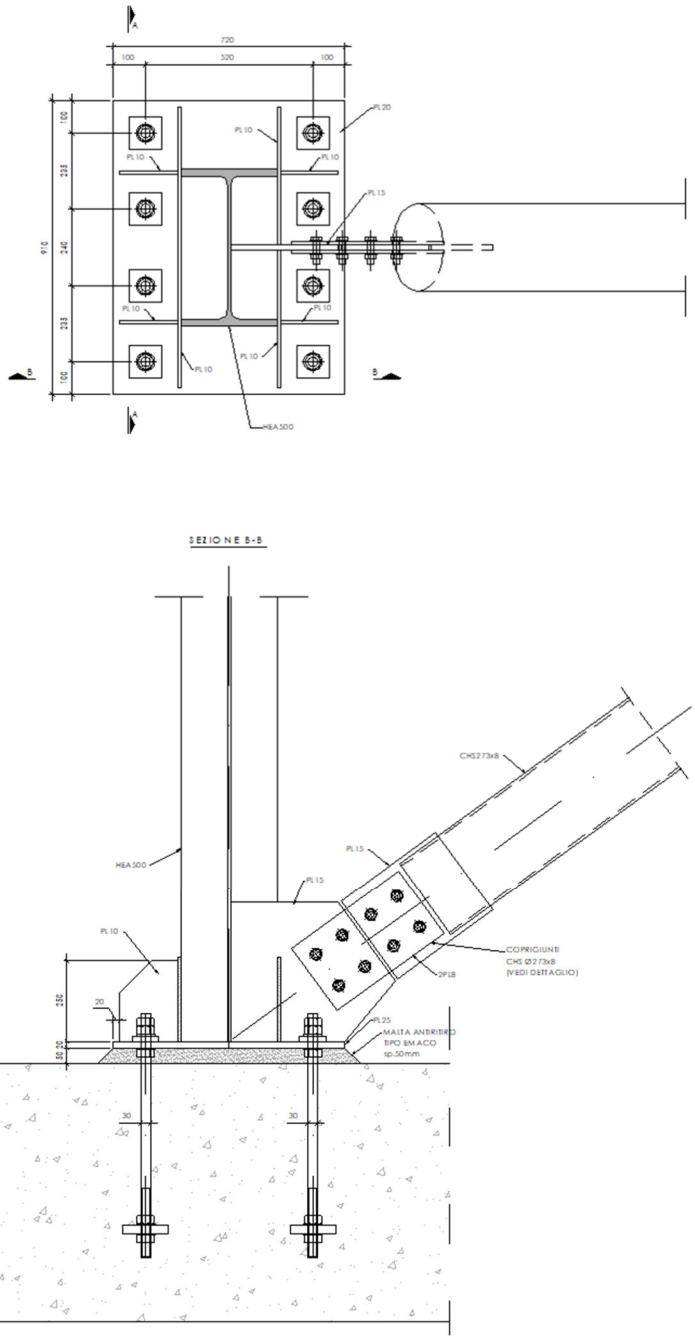
Calcestruzzo

Compressione massima sul calcestruzzo

$\lvert\sigma_{x,cls,min}\rvert < f_{cd}$	→	**12.3** *N/mm²*	**<**	**18.1** *N/mm²*	*ratio:* *0.68*	**OK**

13.1.1. Piastre di base – colonne retrostanti

Si riporta in seguito la verifica della connessione della piastra di base delle colonne retrostanti.
La connessione è quella riportata nell'immagine di seguito:



Piastra di base colonna

Per la verifica vengono utilizzate le sollecitazioni massime registrate sulle colonne da analisi FEM.
Le sollecitazioni utilizzate fanno riferimento ad un inviluppo delle sollecitazioni e pertanto rappresentano dei massimi non concomitanti (ipotesi a favore di sicurezza).

Di seguito si riporta un estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica:

PIASTRA DI BASE - UNI EN 1993-1-8:2005 (EC3)

ELEMENTO : **SAC01_06_REAR**

Normativa

Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M1} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
coefficiente	γ_c =	**1.50**	

Materiali

Piastra di base

tipo d'acciaio		**S355**	
tensione di snervamento	$f_{yk,bp}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,bp}$ =	470	*N/mm²*

Tirafondi

tipo di acciaio		**8.8**	
tensione di snervamento	$f_{yk,b}$ =	640	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,b}$ =	800	*N/mm²*
tipo d'acciaio rondella (per la tipologia c)		**S355**	
tensione di snervamento rondella (per la tipologia c)	$f_{yk,w}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura rondella (per la tipologia c)	$f_{u,w}$ =	470	*N/mm²*

Chiave di taglio

tipo di acciaio		**S355**	
tipo di prodotto		**flat**	
tensione di snervamento	$f_{yk,sk}$ =	355	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,sk}$ =	470	*N/mm²*

Calcestruzzo

Classe del cemento		**(32)/40**	
res. caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
res. caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
modulo d'elasticità	E =	36050	*N/mm²*
res. calcolo a compressione cilindrica	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c$ =	18.1	*N/mm²*
res. caratteristica a trazione	f_{ctk} =	2.12	*N/mm²*
res. di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ =	1.41	*N/mm²*
coefficiente per il diametro delle barre	η =	1.00	
resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctd}$ =	3.18	*N/mm²*

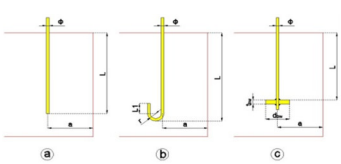
Geometria

Piastra di base

Spessore della piastra	t_p =	**20**	*mm*
Larghezza z	b_p =	**720**	*mm*
Larghezza y	h_p =	**910**	*mm*

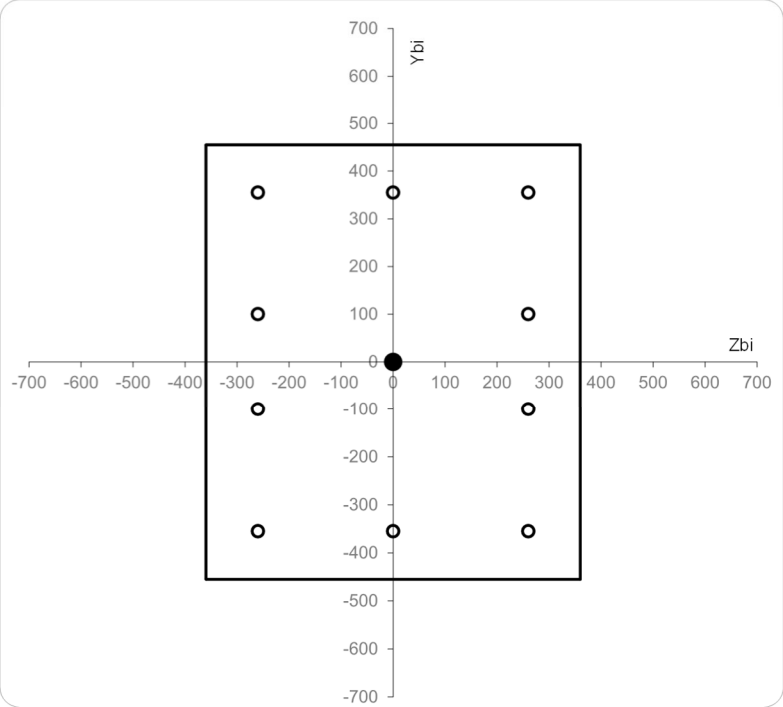
Tirafondi

diametro dei tirafondi	Ø =	**30**	*mm*
sezione grezza dei tirafondi	A =	707	mm^2
sezione resistente dei tirafondi	A_{res} =	530	mm^2
tipo d'ancoraggio		**c)**	
lunghezza dell'ancora dei tirafondi	L =	**500**	*mm*
raggio dell'aggancio (per la tipologia b)	r =	**-**	*mm*
lunghezza d'estremità del gancio (per la tipologia b)	L_1 =	**-**	*mm*
diametro rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	d_{bw} =	**140**	*mm*
spessore rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	t_{bw} =	**25**	*mm*



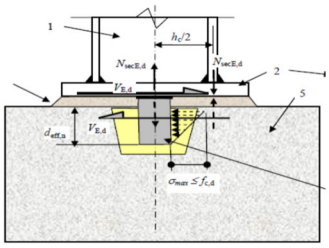
B	z_{Bi} [mm]	y_{Bi} [mm]
1	-260	355
2	260	355
3	260	-355
4	-260	-355
5	0	355
6	0	-355
7	-260	100
8	-260	-100
9	260	100
10	260	-100
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		

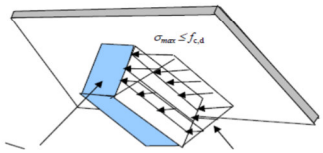
n° tot tirafondi 10

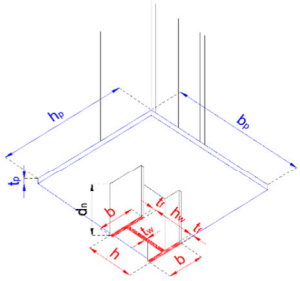


Chiave di taglio

ID profilo	ID =	-	
altezza	h =	**200**	*mm*
larghezza dell'ala	b =	**200**	*mm*
spessore dell'anima	t_w =	**9**	*mm*
spessore dell'ala	t_f =	**15**	*mm*
altezza netta dell'anima	h_w =	-	*mm*
area totale della sezione	A =	-	mm^2
area di taglio - asse Y.	A_y =	-	mm^2
area di taglio - asse Z.	A_z =	-	mm^2
momento di inerzia della sezione - asse Y.	J_y =	-	mm^4
momento di inerzia della sezione - asse Z.	J_z =	-	mm^4
modulo resistenza della sezione - asse Y.	W_y =	-	mm^3
modulo resistenza della sezione - asse Z.	W_z =	-	mm^3
Lunghezza della chiave di taglio	d_n =	**300**	*mm*
Spessore malta di allettamento	h_g =	**50**	*mm*
profondità effettiva (60mm ≤ deff, n ≤ 1,5 hn)	$d_{eff,n} = d_n - h_g$ =	-	*mm*
area di contatto con calcestruzzo per taglio Y	$A_{cls,Y} = d_{eff,n} \cdot b$ =	-	mm^2
area di contatto con calcestruzzo per taglio Z	$A_{cls,Z} = d_{eff,n} \cdot h_w$ =	-	mm^2







Carichi

Forze sulla flangia

sforzo assiale - asse X	F_x =	**676**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**15**	*kN*
sforzo di taglio - asse Z	F_z =	**3**	*kN*
momento flettente - asse Y	M_y =	**138**	*kNm*
momento flettente - asse Z	M_z =	**10**	*kNm*

Sforzi sui tirafondi

B	$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	$F_{b,z}$ [kN]	$F_{b,yz}$ [kN]	$\sigma_{b,x}$ [N/mm^2]
1	171	2	0	2	**242**
2	171	2	0	2	**242**
3	171	2	0	2	**242**
4	171	2	0	2	**242**
5	0	2	0	2	**0**
6	0	2	0	2	**0**
7	0	2	0	2	**0**
8	0	2	0	2	**0**
9	0	2	0	2	**0**
10	0	2	0	2	**0**
11	-	-	-	-	**0**
12	-	-	-	-	**0**
13	-	-	-	-	**0**
14	-	-	-	-	**0**
15	-	-	-	-	**0**
16	-	-	-	-	**0**
17	-	-	-	-	**0**
18	-	-	-	-	**0**
19	-	-	-	-	**0**
20	-	-	-	-	**0**
21	-	-	-	-	**0**
22	-	-	-	-	**0**
MAX	**171**	**2**	**0**	**2**	**242.0**

Compressione sul calcestruzzo

Massima compressione sul calcestruzzo $\sigma_{x,cls,min}$ = **10.0** *N/mm²*

Verifiche

Piastra di base

T-Stub

B	L_{eff}	m	e	n	$M_{pl,Rd}$	$F_{T,Rd1}$	$F_{T,Rd2}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Ed}$	ratio
1	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	342	0.74
2	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	342	0.74
3	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	342	0.74
4	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	342	0.74
5	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	0	0.00
6	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	0	0.00
7	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	0	0.00
8	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	0	0.00
9	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	0	0.00
10	**350**	**90**	**100**	100	11500000	511	461	461	0	0.00
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MAX								*ratio:*	*0.74*	**OK**

Tirafondi

Resistenza dei tirafondi

forza di taglio $F_{V,Sd} = F_{b,yz,max}$ = 2 kN

forza nominale di trazione (* solo se positiva) $F_{N,Sd} = F_{b,x,max}$ * = 171 kN

resistenza al taglio $F_{V,Rd}$ = 170 *kN*

resistenza alla trazione $F_{N,Rd}$ = 305 kN

$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd}$	→	**2** *kN*	<	**170** *kN*	*ratio:*	*0.01*	**OK**
$F_{N,Sd} \leq F_{N,Rd}$	→	**171** *kN*	<	**305** *kN*	*ratio:*	*0.56*	**OK**
$F_{V,Sd}/F_{V,Rd} + F_{N,Sd}/(1.4F_{N,Rd}) \leq 1$	→	**0.41**	<	**1.0**	*ratio:*	*0.41*	**OK**

Estrazione dei tirafondi

res. estrazione (a) $N_{e,Rd,a} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot L$ = - *kN*

res. estrazione (b) $N_{e,Rd,b} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot (L+6.4 \cdot r+3.5 \cdot L_1)$ = - *kN*

res. estrazione (c) $N_{e,Rd,c} = f_{cd} \cdot \pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4$ = 266 *kN*

res. Estrazione $N_{e,Rd}$ = 266 *kN*

$F_{b,x,max} \leq N_{e,Rd}$	→	**171** *kN*	<	**266** *kN*	*ratio:*	*0.64*	**OK**

Resistenza della rondella d'ancoraggio (solo per la tipologia d'ancoraggio c)

compressione locale sul calcestruzzo $\sigma_C = F_{b,x,max}/(\pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4)$ = 11.65 *N/mm²*

coefficiente di geometria (sulla base del rapporto dp/Ø) η = 3.16

forza sull'acciaio della rondella $\sigma_S = \eta \cdot \sigma_c (d_{bw}/2t_{bw})^2$ = 289 *N/mm²*

$\sigma_s \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	**289** *N/mm²*	<	**329** *N/mm²*	*ratio:*	*0.88*	**OK**

Chiave di taglio

Resistenza della chiave di taglio

massimo momento flettente - asse Y.		$M_{y,max} = V_{z,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*			
massimo momento flettente - asse Z.		$M_{z,max} = V_{y,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*			
tensioni tangenziali - dir Y		$\tau_{max,y} = V_y/A_y =$	-	*N/mm²*			
tensioni tangenziali - dir Z		$\tau_{max,z} = V_z/A_z =$	-	*N/mm²*			
tensione assiale - dir X		$\sigma_x = \lvert M_{y,max}\rvert/W_y + \lvert M_{z,max}\rvert/W_z =$	-	*N/mm²*			
tensione di Von Mises		$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_x^2+3(\tau_y^2+\tau_z^2))} =$	-	*N/mm²*			
$\sigma_{VM} \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -		**-**

Contatto con il calcestruzzo

Compressione massima sul calcestruzzo dir Y		$\sigma_{y,cls} = 2 \cdot V_{y,max}/A_{cls,y} =$	-	*N/mm²*			
$\lvert\sigma_{y,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -		**-**
Compressione massima sul calcestruzzo - dir Z		$\sigma_{z,cls} = 2 \cdot V_{z,max}/A_{cls,z} =$	-	*N/mm²*			
$\lvert\sigma_{z,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -		**-**

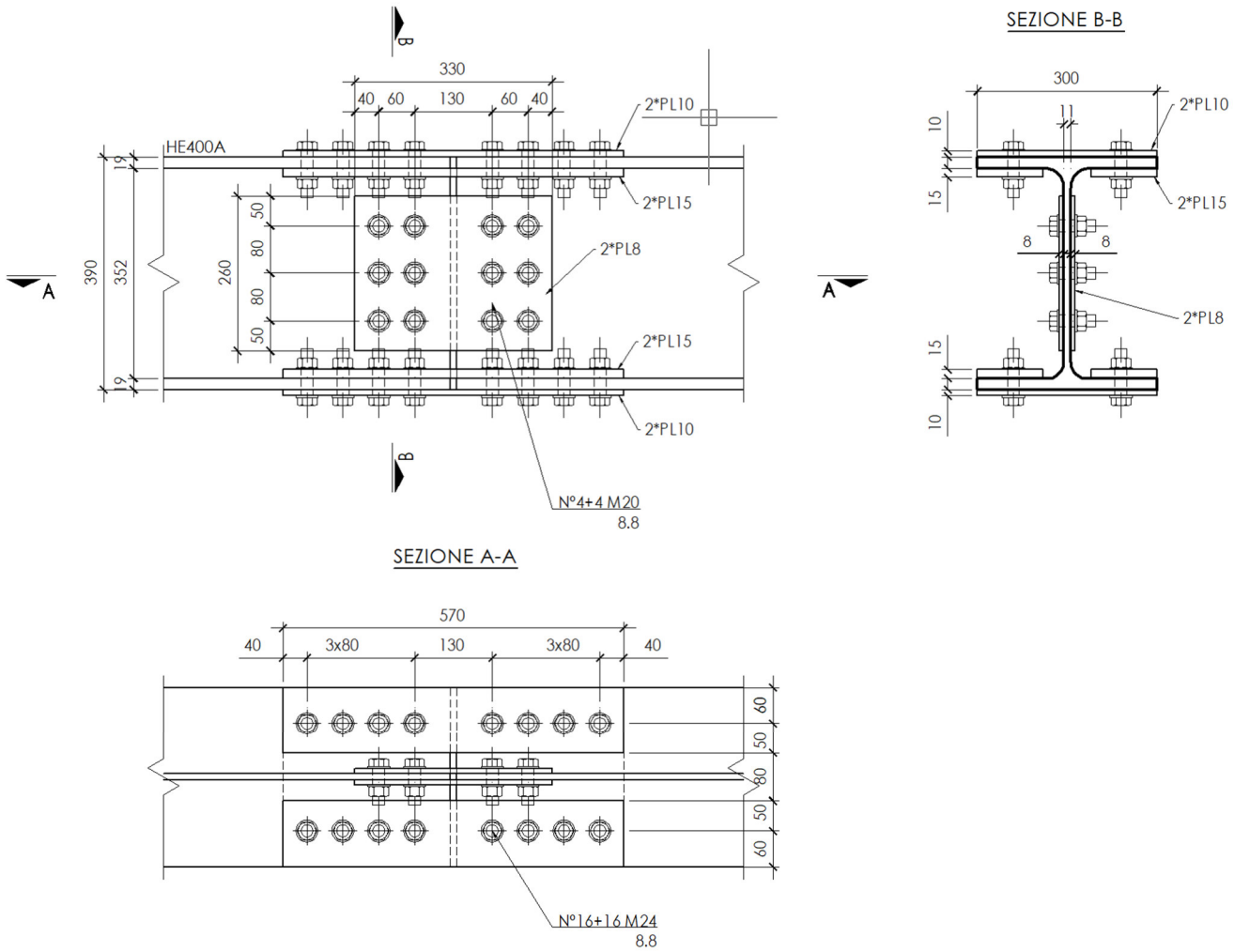
Calcestruzzo

Compressione massima sul calcestruzzo

$\lvert\sigma_{x,cls,min}\rvert < f_{cd}$	→	**10.0** *N/mm²*	**<**	**18.1** *N/mm²*	*ratio:* *0.55*		**OK**

13.1.1. Giunto di continuità trave principale HEA400

Si riporta in seguito la verifica delle connessioni di continuità della piastra di base delle colonne frontali.
La connessione è quella riportata nell'immagine di seguito:



Giunto di continuità HEA400

Per la verifica vengono utilizzate le sollecitazioni massime registrate sulle colonne da analisi FEM.
Le sollecitazioni utilizzate fanno riferimento ad un inviluppo delle sollecitazioni e pertanto rappresentano dei massimi non concomitanti (ipotesi a favore di sicurezza).

Di seguito si riporta un estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica:

EC3 - TRAVE H - GIUNTO DI CONTINUITÀ - COPRIGUNTI (SEMPLIFICATO)

ELEMENTO : HEA400

Normativa			
Coefficienti parziali di sicurezza			
coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
Materiali			
Trave			
tipo di acciaio - trave		**S355**	
tensione di snervamento - ala - trave	$f_{yk,f,1}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - ala - trave	$f_{u,f,1}$ =	510	N/mm^2
tensione di snervamento - anima - trave	$f_{yk,w,1}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - anima - trave	$f_{u,w,1}$ =	510	N/mm^2
Coprigiunti ala			
tipo di acciaio - coprigiunto ala ext.		**S355**	
tensione di snervamento - coprigiunto ala ext.	$f_{yk,sp,f,ext}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - coprigiunto ala ext.	$f_{u,sp,f,ext}$ =	470	N/mm^2
tipo di acciaio - coprigiunto ala int.		**S355**	
tensione di snervamento - coprigiunto ala int.	$f_{yk,sp,f,int}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - coprigiunto ala int.	$f_{u,sp,f,int}$ =	470	N/mm^2
Coprigiunti anima			
tipo di acciaio - coprigiunto anima		**S355**	
tensione di snervamento - coprigiunto anima	$f_{yk,sp,w}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - coprigiunto anima	$f_{u,sp,w}$ =	470	N/mm^2
Bulloni			
classe bulloni		**8.8**	
tensione di snervamento - bulloni	$f_{y,b}$ =	640	N/mm^2
tensione di rottura - bulloni	$f_{u,b}$ =	800	N/mm^2
categoria della connessione: connessione a taglio		**A**	
tipo di foro: standard		**1**	
coefficiente tipo di foro	k_s =	1.00	
classe superficie attrito		**B**	
coefficiente di attrito	μ =	0.40	
taglio sulla parte filettata del bullone: no		**Y**	
Geometria			
Bulloni - Ala			
bulloni		**M20**	
diametro dei bulloni	$d_{b,f}$ =	20	*mm*
diametro dei fori	$d_{0,f}$ =	22	*mm*
righe di bulloni (a partire dall'asse trave)	$n_{rb,f}$ =	**4**	
colonne di bulloni (su un lato del giunto)	$n_{cb,f}$ =	**1**	
numero di bulloni	$n_{b,f}$ =	4	
disposizione bulloni		**Staggered**	
distanza dal bordo - dir. X	$e_{1,f}$ =	**40**	*mm*
interasse - dir. X	$p_{1,f}$ =	**60**	*mm*
distanza dal bordo - dir. Z	$e_{2,f}$ =	**55**	*mm*
interasse - dir. Z	$p_{2,f}$ =	**0**	*mm*
distanza tra le due metà della bullonatura - dir.Z	$p_{3,f}$ =	190	*mm*
distanza tra i baricentri delle due metà della bullonatura - dir.Z	g_f =	190	*mm*
aria (distanza tra le travi) - dir. X	$s_{x,f}$ =	**10**	*mm*
distanza aggiuntiva dei bulloni di piattabanda dall'asse nodo - dir.X	$e'_{1,f}$ =	**0**	*mm*
distanza del baricentro della bullonatura e l'asse nodo - dir. X	$e_{x,f}$ =	75	*mm*
lunghezza della bullonatura - dir. X	$L_{j,f}$ =	60	*mm*
coefficiente di riduzione per i giunti lunghi	$\beta_{Lf,f}$ =	1.00	
spessore imbottiture	$t_{p,f,max}$ =	0	*mm*
coefficiente di riduzione per le imbottiture	$\beta_{p,f}$ =	1.00	
numero di piani di taglio	$n_{T,f}$ =	**2**	

Bulloni - Anima			
bulloni		**M20**	
diametro dei bulloni	$d_{b,w}$ =	20	*mm*
diametro dei fori	$d_{0,w}$ =	22	*mm*
righe di bulloni	$n_{rb,w}$ =	**3**	
colonne di bulloni (su un lato del giunto)	$n_{cb,w}$ =	**2**	
numero di bulloni	$n_{b,w}$ =	6	
disposizione bulloni		**Standard**	
distanza dal bordo - dir. X	$e_{1,w}$ =	**40**	*mm*
interasse - dir. X	$p_{1,w}$ =	**60**	*mm*
distanza dal bordo - dir. Y	$e_{2,w}$ =	**50**	*mm*
interasse - dir. Y	$p_{2,w}$ =	**80**	*mm*
aria (distanza tra le travi) - dir. X	$s_{x,w}$ =	**10**	*mm*
distanza aggiuntiva dei bulloni di piattabanda dall'asse nodo - dir.X	$e'_{1,w}$ =	**0**	*mm*
distanza del baricentro della bullonatura e l'asse nodo - dir. X	$e_{x,w}$ =	75	*mm*
braccio di leva tra i bulloni di bordo del coprigiunto - dir. Y	$b_{y,sp,w}$ =	160	*mm*
braccio di leva tra i bulloni di bordo del coprigiunto - dir. X	$b_{x,sp,w}$ =	60	*mm*
somma dei quadrati delle distanze dei bulloni dal baricentro	Σ_{xy}^2 =	14600	mm^2
lunghezza della bullonatura - dir. X	$L_{j,w}$ =	60	*mm*
coefficiente di riduzione per i giunti lunghi	$\beta_{Lf,w}$ =	1.00	
spessore imbottiture	$t_{p,w,max}$ =	0	*mm*
coefficiente di riduzione per le imbottiture	$\beta_{p,w}$ =	1.00	
numero di piani di taglio	$n_{T,w}$ =	**2**	
Trave			
ID della trave	ID =	**HEA400**	
tipo : saldata		**Hot Rolled**	
altezza	h =	**390**	*mm*
larghezza ali	b =	**300**	*mm*
spessore anima	t_w =	**11**	*mm*
spessore ala	t_f =	**19**	*mm*
spessore rinforzi d'ala - esterno	$t_{re,f,ext}$ =	**5**	*mm*
larghezza rinforzi d'ala - esterno	$b_{re,f,ext}$ =	**290**	*mm*
spessore rinforzi d'ala - interno	$t_{re,f,int}$ =	**0**	*mm*
larghezza rinforzi d'ala - interno	$b_{re,f,int}$ =	**0**	*mm*
spessore rinforzi anima	$t_{re,w}$ =	**0**	*mm*
altezza rinforzi anima	$h_{re,w}$ =	**0**	*mm*
spessori sciolti ala - esterni	$t_{p,f,ext}$ =	0	*mm*
spessori sciolti ala - interni	$t_{p,f,int}$ =	0	*mm*
spessori sciolti anima	$t_{p,w}$ =	0	*mm*
altezza netta anima	h_w =	352	*mm*
braccio di leva tra le ali	d_f =	376	*mm*
altezza totale trave	A =	18172	mm^2
sezione ala singola - lorda	A_f =	7150	mm^2
sezione semi-ala singola - lorda	$A_{f/2}$ =	3575	mm^2
sezione ala singola - netta	$A_{f,net}$ =	5038	mm^2
sezione semi-ala singola - netta	$A_{f/2,net}$ =	2519	mm^2
sezione dell'anima - lorda	A_w =	3872	mm^2
sezione dell'anima - netta	$A_{w,net}$ =	3146	mm^2
momento di inerzia della trave - asse Z	J_z =	5.46E+08	mm^4
momento di inerzia delle due ali - asse Z	$J_{z,f}$ =	5.06E+08	mm^4
momento di inerzia dell'anima - asse Z	$J_{z,w}$ =	4.00E+07	mm^4
momento di inerzia dell'anima - asse Z - netto	$J_{z,w,net}$ =	3.69E+07	mm^4
modulo resistente dell'anima - asse Z	$W_{z,w}$ =	2.27E+05	mm^3
modulo resistente dell'anima - asse Z - netto	$W_{z,w,net}$ =	2.09E+05	mm^3

Coprigiunti - Ala

Esterna

numero di coprigiunti esterni d'ala	$n_{sp,f,ext}$ =	**1**	
spessore coprigiunti esterni d'ala (0 se assenti)	$t_{sp,f,ext}$ =	**10**	*mm*
altezza - coprigiunto ala esterno	$h_{sp,f,ext}$ =	**300**	*mm*
area lorda - coprigiunti esterni d'ala (uno o due)	$A_{sp,f,ext}$ =	3000	mm^2
area netta - coprigiunti esterni d'ala (uno o due)	$A_{sp,f,ext,net}$ =	2120	mm^2
momento d'inerzia - coprigiunti d'ala esterni - axe Z	$J_{z,sp,f,ext}$ =	2.52E+08	mm^4

Interna

numero di coprigiunti interni d'ala	$n_{sp,f,ext}$ =	**2**	
spessore - coprigiunti interni d'ala (0 se assenti)	$t_{sp,f,int}$ =	**15**	*mm*
altezza - coprigiunto ala interno	$h_{sp,f,int}$ =	**110**	*mm*
area lorda - coprigiunti interni d'ala	$A_{sp,f,int}$ =	1650	mm^2
area netta - coprigiunti interni d'ala	$A_{sp,f,int,net}$ =	990	mm^2
momento d'inerzia - coprigiunti d'ala interni - axe Z	$J_{z,sp,f,int}$ =	1.88E+08	mm^4
distanza del coprigiunto dal bordo della trave	c_{f1} =	**0**	*mm*
braccio tra i coprigiunti d'ala	$d_{f,sp}$ =	371	*mm*
area lorda - coprigiunti d'ala	$A_{sp,f}$ =	6300	mm^2
momento d'inerzia - coprigiunti d'ala - axe Z	$J_{z,sp,f}$ =	4.40E+08	mm^4

Coprigiunti - Anima

numero di coprigiunti d'anima	$n_{sp,w}$ =	**2**	
spessore - coprigiunto d'anima	$t_{sp,w}$ =	**8**	*mm*
altezza - coprigiunto d'anima	$h_{sp,w}$ =	260	*mm*
area lorda - coprigiunto d'anima	$A_{sp,w}$ =	4160	mm^2
area netta - coprigiunto d'anima	$A_{sp,w,net}$ =	3104	mm^2
momento d'inerzia - coprigiunto d'anima - axe Z	$J_{z,sp,w}$ =	2.34E+07	mm^4
momento d'inerzia - coprigiunto d'anima - axe Z - netto	$J_{z,sp,w,net}$ =	1.89E+07	mm^4
modulo resistente - coprigiunto d'anima - axe Z	$W_{z,sp,w}$ =	1.80E+05	mm^3
modulo resistente - coprigiunto d'anima - axe Z - netto	$W_{z,sp,w,net}$ =	1.45E+05	mm^3

Carichi

Sforzi globali

set di carichi		**USER**	
sforzo assiale - asse X	F_x =	**1115**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**126**	*kN*
sforzo di taglio - asse Z	F_z =	**2**	*kN*
momento flettente - asse Y	M_y =	**7**	*kNm*
momento flettente - asse Z	M_z =	**299**	*kNm*

Distribuzione degli sforzi

sforzo assiale sull'ala dovuto allo sforzo assiale globale - asse X	$N_{f,N}= F_x\cdot\min(A_f;A_{sp,f})/[2\cdot\min(A_f;A_{sp,f})+\min(A_w;A_{sp,w})]$ =	426	*kN*
momento flettente sulle ali - asse Z	$M_{f,z}= \lvert M_z\rvert\cdot\min(J_f;J_{sp,f})/[\min(J_f;J_{sp,f})+\min(J_w;J_{sp,w})]$ =	287	*kNm*
sforzo assiale sull'ala - asse X - max	$N_{f,max} = N_{f,N}+M_{f,z}/d_f$ =	1189	*kN*
sforzo assiale sull'ala - asse X - min	$N_{f,min} = N_{f,N}-M_{f,z}/d_f$ =	-336	*kN*
sforzo assiale sui coprigiunti d'ala - asse X - max	$N_{f,max,sp} = N_{f,N}+M_{f,z}/d_{fsp}$ =	1199	*kN*
sforzo assiale sui coprigiunti d'ala - asse X - min	$N_{f,min,sp} = N_{f,N}-M_{f,z}/d_{fsp}$ =	-346	*kN*
sforzo di taglio sull'ala - asse Z	$V_{f,z} = \lvert F_z\rvert/2$ =	1	*kN*
momento flettente sull'ala - asse Y	$M_{f,y} = \lvert M_y\rvert/2$ =	4	*kNm*
momento flettente aggiuntivo sull'ala - asse Y	$M_{p,f,y} = \lvert F_z\rvert\cdot e_{x,f}/2$ =	0	*kNm*
momento flettente totale sull'ala - asse Y	$M_{tot,f,y} = \lvert M_{f,y}\rvert+\lvert M_{p,f,y}\rvert$ =	4	*kNm*
sforzo assiale sull'anima - asse X	$N_w = F_x\cdot\min(A_w;A_{sp,w})/[2\cdot\min(A_f;A_{sp,f})+\min(A_w;A_{sp,w})]$ =	262	*kN*
sforzo di taglio sull'anima - asse X	$V_{w,y} = \lvert F_y\rvert/2$ =	126	*kN*
momento flettente sull'anima - asse Z	$M_{w,z} = \lvert M_z\rvert\cdot\min(J_w;J_{sp,w})/[\min(J_f;J_{sp,f})+\min(J_w;J_{sp,w})]$ =	12	*kNm*
momento flettente aggiuntivo sull'anima - asse Z	$M_{p,w,z} = \lvert F_y\rvert\cdot e_{x,w}$ =	9	*kNm*
momento flettente totale sull'anima - asse Z	$M_{tot,w,z} = \lvert M_{w,z}\rvert+\lvert M_{p,w,z}\rvert$ =	22	*kNm*

Sforzi sui bulloni d'ala

forza max - dir. X	$R_{x,max,f} = \max(\lvert N_{f,max,sp}\rvert;\lvert N_{f,min,sp}\rvert)/(2\cdot n_{b,f}) + \lvert M_{tot,f,y}\rvert/(g_f\, n_{b,f}) =$	155	*kN*
forza max - dir. Z	$R_{z,max,f} = \lvert V_{f,z}\rvert/(2\cdot n_{b,f}) =$	0	*kN*
forza max - piano XZ	$R_{xz,max,f} = \sqrt{(R_{x,max,f}^2+R_{z,max,f}^2)}] =$	155	*kN*

Sforzi sui bulloni d'anima

forza max - dir. X	$R_{x,max,w} = \lvert N_w\rvert/n_{b,w}+\lvert M_{tot,w,z}\rvert\cdot(b_{y,sp,w}/2)/(n_{cb,w}\cdot\Sigma_{xy}^2) =$	103	*kN*
forza max - dir. Y	$R_{y,max,w} = \lvert V_{w,y}\rvert/(n_{b,w})+\lvert M_{tot,w,z}\rvert\cdot(b_{x,sp,w}/2)/(n_{rb,w}\cdot\Sigma_{xy}^2) =$	36	*kN*
forza max - piano XY	$R_{xy,max,w} = \sqrt{(R_{x,max,w}^2+R_{y,max,w}^2)}] =$	109	*kN*

Verifiche

Bulloni

Ala

forza di progetto	$F_{V,Sd} = R_{xz,max,f}/n_{T,f} =$	77	*kN*
resistenza di progetto a taglio	$F_{V,Rd}\cdot\beta_{Lf,f}\cdot\beta_{p,f} =$	94.1	*kN*
resistenza di progetto ad attrito - SLU	$F_{S,Rd} =$	43.9	*kN*
resistenza di progetto ad attrito - SLS	$F_{S,Rd,Ser} =$	49.9	*kN*
resistenza di progetto	$F_{Rd} =$	94.1	*kN*

$F_{V,Sd} \le F_{Rd}$ → **77** *kN* **<** **94.1** *kN* *ratio: 0.82* **OK**

Anima

forza di progetto	$F_{V,Sd} = R_{xy,max}/n_{T,w} =$	55	*kN*
resistenza di progetto a taglio	$F_{V,Rd}\cdot\beta_{Lf,w}\cdot\beta_{p,w} =$	94.1	*kN*
resistenza di progetto ad attrito - SLU	$F_{S,Rd} =$	43.9	*kN*
resistenza di progetto ad attrito - SLS	$F_{S,Rd,Ser} =$	49.9	*kN*
resistenza di progetto	$F_{Rd} =$	94.1	*kN*

$F_{V,Sd} \le F_{Rd}$ → **55** *kN* **<** **94.1** *kN* *ratio: 0.58* **OK**

Rifollamento

Ala

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xz,max} =$	154.6	*kN*
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\, d_0) =$	0.61	
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inner} = p_1/(3\, d_0)-0.25 =$	0.66	
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\,;\,\alpha_{d,edge}\,;\,f_{ub}/f_u\,;\,1) =$	0.61	
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{edge} = \min(2.8\,(e_2+c_f)/d_0-1.7\,;\,2.5) =$	2.50	
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{inner} = \min(1.4\, p_2/d_0-1.7\,;\,2.5) =$	2.50	
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\,;\,k_{inner}) =$	2.50	
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\,\alpha_b\, f_u\, d_b\, t/\gamma_{M2} =$	296.7	*kN*

$F_{b,Sd} \le F_{b,Rd}$ → **155** *kN* **<** **296.7** *kN* *ratio: 0.52* **OK**

Anima

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xy,max} =$	109.4	*kN*
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\, d_0) =$	0.61	
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\, d_0)-0.25 =$	0.66	
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\,;\,\alpha_{d,edge}\,;\,f_{ub}/f_u\,;\,1) =$	0.61	
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\, e_2/d_0-1.7\,;\,2.5) =$	2.50	
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\, p_2/d_0-1.7\,;\,2.5) =$	2.50	
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\,;\,k_{inner}) =$	2.50	
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\,\alpha_b\, f_u\, d_b\, t/\gamma_{M2} =$	136.0	*kN*

$F_{b,Sd,LEV} \le F_{b,Rd}$ → **109** *kN* **<** **136.0** *kN* *ratio: 0.80* **OK**

Coprigiunto - Ala - Esterno

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xz,max} / n_T =$	77.3	*kN*
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0) =$	0.61	
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\ d_0)-0.25 =$	0.66	
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1) =$	0.61	
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5) =$	2.50	
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5) =$	2.50	
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner}) =$	2.50	
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t/\gamma_{M2} =$	113.9	*kN*

$F_{b,Sd,LEV} \leq F_{b,Rd}$ → **77** *kN* < **113.9** *kN* *ratio: 0.68* **OK**

Coprigiunto - Ala - Interno

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xz,max} / n_T =$	77.3	*kN*
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0) =$	0.61	
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\ d_0)-0.25 =$	0.66	
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1) =$	0.61	
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5) =$	2.50	
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5) =$	2.50	
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner}) =$	2.50	
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t/\gamma_{M2} =$	170.9	*kN*

$F_{b,Sd,LEV} \leq F_{b,Rd}$ → **77** *kN* < **170.9** *kN* *ratio: 0.45* **OK**

Coprigiunto - Anima

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xy,max} / n_T =$	54.7	*kN*
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0) =$	0.61	
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\ d_0)-0.25 =$	0.66	
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1) =$	0.61	
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5) =$	2.50	
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5) =$	2.50	
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner}) =$	2.50	
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t/\gamma_{M2} =$	91.2	*kN*

$F_{b,Sd,LEV} \leq F_{b,Rd}$ → **55** *kN* < **91.2** *kN* *ratio: 0.60* **OK**

Resistenza

Ala

tensione tangenziale	$\tau_{z,net,Sd} = \lvert V_z \rvert / A_{f,net} =$	0.2	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione lorda (max.compr.)	$\sigma_{x,gr} = N_{f,min,1}/A_f - \lvert M_{tot,f} \rvert / (g_f\ A_{f/2}) =$	-52.3	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione netta (max.traz.)	$\sigma_{x,net} = N_{f,max,1}/A_{f,net} + \lvert M_{tot,f} \rvert / (g_f\ A_{f/2,net}) =$	243.5	N/mm^2
tensione VM sulla sezione lorda	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{z,net,Sd}^2)} =$	52.3	N/mm^2
tensione VM sulla sezione netta	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{z,net,Sd}^2)} =$	243.5	N/mm^2
tensione limite di progetto	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0} =$	338.1	N/mm^2

sezione tesa e compressa --> verifica sezione lorda e netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \leq f_{y,Rd}$ → **52** N/mm^2 < **338.1** N/mm^2 *ratio: 0.15* **OK**

$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \leq f_{y,Rd}$ → **243** N/mm^2 < **338.1** N/mm^2 *ratio: 0.72* **OK**

Anima

tensione tangenziale	$\tau_{y,net,Sd} = V_{y,w}/A_{w,net} =$	40.1	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione lorda	$\sigma_{x,gr} = N_w/A_w - \lvert M_{tot,z,w} \rvert / W_{z,w} =$	-28.1	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione netta	$\sigma_{x,net} = N_w/A_{w,net} + \lvert M_{tot,z,w} \rvert / W_{z,w,net} =$	187.2	N/mm^2
tensione VM sulla sezione lorda	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	74.9	N/mm^2
tensione VM sulla sezione netta	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	199.7	N/mm^2
tensione limite di progetto	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0} =$	338.1	N/mm^2

sezione tesa e compressa --> verifica sezione lorda e netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \leq f_{y,Rd}$ → **75** N/mm^2 < **338.1** N/mm^2 *ratio: 0.22* **OK**

$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \leq f_{y,Rd}$ → **200** N/mm^2 < **338.1** N/mm^2 *ratio: 0.59* **OK**

Coprigiunto - Ala Est.

tensione tangenziale	$\tau_{z,net,Sd} = \lvert V_f \rvert/(n_{T,f}\ A_{sp,f,ext,net}) =$	0.2	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione lorda (max.compr.)	$\sigma_{x,gr} = N_{f,min,sp}/(n_{T,f} \cdot A_{sp,f,ext}) - \lvert M_{tot,f} \rvert /(n_{T,f} g_f\ A_{sp,f,ext}/2) =$	-64.0	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione netta (max.traz.)	$\sigma_{x,net} = N_{f,max,sp}/(n_{T,f} \cdot A_{sp,f,ext,net}) + \lvert M_{tot,f} \rvert /(n_{T,f} g_f\ A_{sp,f,ext,net}/2) =$	291.7	N/mm^2
tensione VM sulla sezione lorda	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{z,net,Sd}^2)} =$	64.0	N/mm^2
tensione VM sulla sezione netta	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{z,net,Sd}^2)} =$	291.7	N/mm^2
tensione limite di progetto	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0} =$	338.1	N/mm^2

sezione tesa e compressa --> verifica sezione lorda e netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**64** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.19*	**OK**
$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**292** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.86*	**OK**

Coprigiunto - Ala Int.

tensione tangenziale	$\tau_{z,net,Sd} = \lvert V_f \rvert/(n_{T,f}\ A_{sp,f,int,net}) =$	0.5	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione lorda (max.compr.)	$\sigma_{x,gr} = N_{f,min,sp}/(n_{T,f} \cdot 2A_{sp,f,int}) - \lvert M_{tot,f} \rvert /(n_{T,f} g_f\ A_{sp,f,int}) =$	-58.2	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione netta (max.traz.)	$\sigma_{x,net} = N_{f,max,sp}/(n_{T,f} \cdot 2A_{sp,f,int,net}) + \lvert M_{tot,f} \rvert /(n_{T,f} g_f\ A_{sp,f,int,net}) =$	312.3	N/mm^2
tensione VM sulla sezione lorda	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{z,net,Sd}^2)} =$	58.2	N/mm^2
tensione VM sulla sezione netta	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{z,net,Sd}^2)} =$	312.3	N/mm^2
tensione limite di progetto	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0} =$	338.1	N/mm^2

sezione tesa e compressa --> verifica sezione lorda e netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**58** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.17*	**OK**
$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**312** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.92*	**OK**

Coprigiunto - Anima

tension de cisellement	$\tau_{y,net,Sd} = V_{y,w}/A_{sp,w,net} =$	40.6	N/mm^2
tension axiale sur sect. brute (max.compr.)	$\sigma_{x,gr} = N_w/A_{sp,w} - \lvert M_{tot,z,w} \rvert/W_{z,w} =$	-57.7	N/mm^2
tension axiale sur sect. nette (max.tract.)	$\sigma_{x,net} = N_w/A_{sp,w} + \lvert M_{tot,z,w} \rvert/W_{z,w} =$	234.2	N/mm^2
tension VM sect. brute	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	91.0	N/mm^2
tension VM sect. Nette	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	244.6	N/mm^2
tension limite de calcul	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0} =$	338.1	N/mm^2

sezione tesa e compressa --> verifica sezione lorda e netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**91** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.27*	**OK**
$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**245** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.72*	**OK**

Riassunto delle verifiche

BOLTS	*flange*		0.82
	web		0.58
BEARING	*flange*		0.52
	web		0.80
	splice flange ext.		0.68
	splice flange int.		0.45
	splice web		0.60
RESISTANCE	*flange*	*gross*	0.15
		net	0.72
	web	*gross*	0.22
		net	0.59
	splice flange ext.	*gross*	0.19
		net	0.86
	splice flange int.	*gross*	0.17
		net	0.92
	splice web	*gross*	0.27
		net	0.72
MAX			**0.92**

13.2. Connessioni elementi in legno

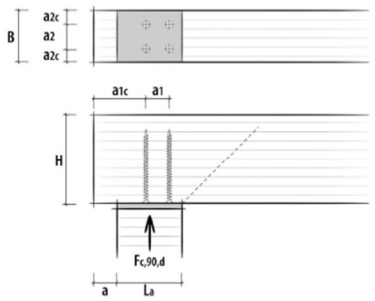
13.2.1. Rinforzo trave 20x168 cm agli appoggi

Le travi in legno lamellare principali a sezione rettangolare 20x168 cm poggiano su piastre per una lunghezza di 50 cm ed è necessario verificare la tensione di compressione perpendicolare alla fibratura. Si determina quindi la massima reazione mediante uno schema di trave in semplice appoggio che a favore di sicurezza si considera con luce tra gli appoggi di 25,20 metri e sbalzi alle estremità di lunghezza 4,80 metri. A partire dai carichi già determinati si ottiene il carico linearmente distribuito lungo la trave e di conseguenza le reazioni massime agli appoggi.

$$q_{slu} \cong 20\frac{kN}{m} \qquad R_A = R_B = \frac{ql}{2} = 352\ kN$$

Si riporta la verifica condotta mediante il software “My Project 5.40” distribuito dalla Rothoblaas.

Rinforzi con connettori tutto filetto VGS e VGZ - Rinforzo a compressione ortogonale all'appoggio



VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata 11x500 mm
(cod. VGS11500)
- Numero viti: = 8 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.40
Azione di progetto su appoggio	Fc,90,d	=	352.00 kN
Base trave	B	=	200 mm
Altezza trave	H	=	1680 mm
Tipo legno		=	Lamellare GL28h (omogeneo)
Lunghezza appoggio	La	=	550 mm
Tipo di appoggio		=	0 mm
Numero viti perp. fibre		=	2
Numero viti parall. fibre		=	4
DATI VITE:			
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	11.0 mm
Diametro gambo	ds	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	d2	=	6.6 mm
Diametro testa	dk	=	19.3 mm
Lunghezza vite	Lv	=	500 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	490 mm

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:		=	
Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.9
Azione di progetto su appoggio	Fc,90,d	=	352.00 kN
Base trave	B	=	200 mm
Altezza trave	H	=	1680 mm
Tipo legno		=	GL28h
Angolo fibre-appoggio	α	=	90.00 °
Coeff. di sicurezza del materiale legno	YM1	=	1.35
Coeff. di sicurezza della connessione su legno	YM2	=	1.4
Lunghezza appoggio	La	=	550 mm
Tipo di appoggio		=	Appoggio intermedio
VERIFICA A COMPRESSIONE SENZA RINFORZI		=	
Lunghezza efficace appoggio	Lef	=	610 mm
Resistenza caratteristica a compressione del legno	fc,90,k	=	2.50 N/mm²
Resistenza di design a compressione del legno	fc,90,d	=	1.67 N/mm²
Coeff. di compressione	kc,90	=	1.00
Resistenza di design a compressione dell'appoggio	Fc,90,Rd	=	203.33 kN
Verifica a compressione senza rinforzi		=	1.73 NON VERIFICATO
		=	
Tipo connettore:	vite VGS Rinforzi		11x500
Diametro filetto (nominale)	df	=	11 mm
Diametro gambo	dg	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	dn	=	6.6 mm
Diametro testa	dh	=	19.3 mm
Lunghezza vite	lv	=	500 mm
Lunghezza filetto	lf	=	490 mm
Spessore minimo piastra di appoggio consigliata	sa	=	6 mm
GEOMETRIA CONNESSIONE:		=	
Numero viti perp. fibre		=	2
Numero viti parall. fibre		=	4
Interasse minimo viti parall. fibre	a1	=	140 mm
Angolo di inserimento viti	α	=	90.00 °
Interasse minimo viti parall. fibre	a1	=	55 mm
Interasse minimo viti perp. fibre	a2	=	55 mm
Distanza minima viti-estremità (parall. fibre)	a1c	=	110 mm
Distanza minima viti-bordo (perp. fibre)	a2c	=	44 mm
RESISTENZA VITI:		=	
Resistenza caratteristica ad estrazione singola vite	Fax,Rk	=	73.66 kN
Resistenza caratteristica ad instabilità vite nel legno	Fki,Rk	=	22.37 kN
VERIFICA A COMPRESSIONE CON RINFORZI:		=	
Lunghezza eff. relativa al piano di appoggio	Lef1	=	610 mm
Lunghezza eff. relativa al piano punta viti	Lef2	=	1420 mm
Resistenza di design a compressione del legno	fc,90,d	=	1.67 N/mm²
Resistenza sul piano 1	F1c,90,Rd	=	373.78 kN
Resistenza sul piano 2	F2c,90,Rd	=	473.33 kN
Resistenza di design finale con rinforzi	Fc,90,Rd	=	373.78 kN
Verifica a compressione con rinforzi		=	0.94 VERIFICATO
Verifica a compressione senza rinforzi		**=**	**1.73 NON VERIFICATO**
Resistenza di design finale con rinforzi	**Fc,90,Rd**	**=**	**373.78 kN**
Verifica a compressione con rinforzi		**=**	**0.94 VERIFICATO**

La verifica è superata mediante installazione di 4+4 viti di rinforzo come da elaborati grafici di riferimento.

13.2.2. Forchetta di fissaggio trave 20x168 cm

L'intera copertura dell'edificio è fissata alla sottostruttura in acciaio mediante delle forchette saldate in testa ai pilastri e in mezzeria alle travi longitudinali. Tali forchette dovranno trasmettere le forzanti sismiche dovute al peso della copertura alle strutture, per tale motivo è necessario determinare il taglio massimo agente sul collegamento.

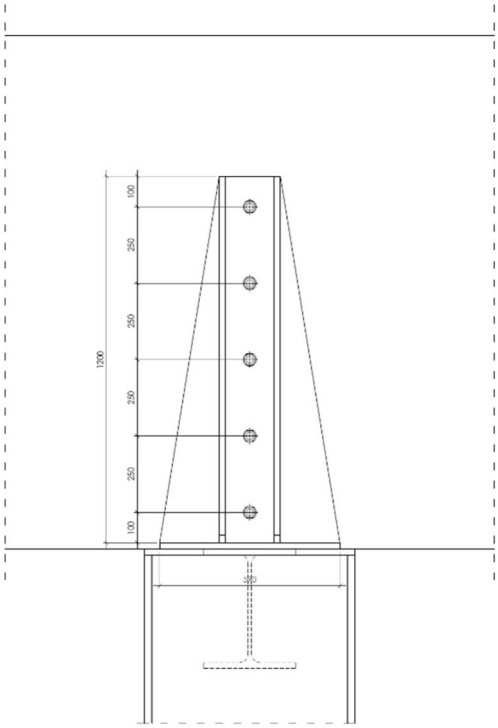
L'ipotesi di calcolo è di considerare, a favore di sicurezza, come reagenti in caso di SLV le sole forchette poste in testa alle colonne frontali di maggior rigidezza. La massa sismica dell'intera copertura lignea comprensiva dei carichi permanenti è pari a:

$$W_{tot,cop} \cong 2400\ kN$$

Per determinare la forzante sismica si ipotizza il caso peggiore di accelerazione di picco (0,772 ag/g) ottenendo la forza totale e di conseguenza la forza agente su ogni forchetta:

$$F_{tot} = W_{tot,cop} * {}^{a_g}/_{g} = 1853\ kN \qquad F_{forch.} = \frac{F_{tot}}{7} = 265\ kN$$

La connessione meccanica tra la trave in legno e la forchetta di collegamento in acciaio è garantita da 5 bulloni M24 cl.8.8.



Si riporta di seguito la verifica del collegamento acciaio legno eseguito con foglio di calcolo.

FORCHETTA

ELEMENTO : **FORCHETTA**

MATERIALI UTILIZZATI

Legno

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	**28.00**	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	**22.30**	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	**0.50**	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	**28.00**	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	**2.50**	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	**3.50**	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	**1.20**	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	**12600.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05=}$=	**10500.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	**300.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	**250.00**	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	**650.00**	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	**540.00**	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	**65.00**	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	**54.00**	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	**425.00**	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	**460.00**	kg/m^3
Coefficiente correttivo della resistenza	$k_{mod=}$	**1.0**	
Coefficiente di sicurezza del legno (per le unioni)	$\gamma_{M=}$	**1.5**	
Resistenza di calcolo a flessione	$f_{m,d}$=	**18.67**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,d}$=	**14.87**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,d}$=	**0.33**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,d}$=	**18.67**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,d}$=	**1.67**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{v,d}$=	**2.33**	N/mm^2

Bulloni

Resistenza ultima caratteristica a trazione dell'acciaio	$f_{u,k}$=	**800.0**	N/mm^2
Coefficiente riduttivo del taglio in funzione della classe del bullone	α_v=	**0.6**	
Coefficiente di sicurezza dei bulloni	$\gamma_{M2=}$	**1.25**	

GEOMETRIA DEL COLLEGAMENTO

Trave

Altezza della sezione	h_b=	**1680**	*mm*
Larghezza della sezione	t_2=	**200**	*mm*

Bulloni

nr. Piani di taglio	n_{pt}=	**2**	
Diametro dei bulloni	d =	**24**	*mm*
Diametro del foro lato legno	d_0=	25.00	*mm*
Diametro del foro lato piastra	s=	26.4	*mm*
Area della porzione filettata del gambo del bullone	A_{res}=	353	mm^2
Diametro minimo della rondella	$d_{rond.}$=	72	*mm*
Spessore minimo della rondella	$t_{rond.}$=	7.20	*mm*
Fattore riduttivo del momento plastico del bullone	$\zeta_{rond.}$=	0.50	
Valore caratteristico del momento di snervamento del bullone	$M_{y,Rk}$=	930594.48	*Nmm*
Numero di bulloni presenti in una fila parallela alla fibra	n=	1.00	
Numero efficace di			

Piastre esterne in acciaio

Spessore della piastra	t_p=	**15**	*mm*
Spessore massimo della piastra per essere considerata "sottile"	$t_{sottile}$=	12.00	*mm*
Spessore minimo della piastra per essere considerata "spessa"	t_{spessa}=	24.00	*mm*
Classificazione piastra ai fini della verifica		**INTERMEDIA**	

RESISTENZA DELLA CONNESSIONE

Bullone

Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio	$F_{v,Rd}$=	**135.55**	***kN***

Unione legno-acciaio

Tensione di compressione tra rosetta e legno ortogonale alla fibratura	$\sigma_{c,90,d}$=	3	*N/mm²*
Area tra rosetta e foro	A_r=	3619.11	*mm²*
Resistenza a trazione del bullone	$F_{a1,xk}$=	254.16	*kN*
Resistenza a schiacciamento del legno sotto la rondella	$F_{a2,xk}$=	10.86	*kN*
Resistenza all'estrazione del bullone	$F_{a,xk}$=	10.86	*kN*
Resistenza caratteristica a rifollamento per α = 0	$F_{t,Rk}$=	26.49	*N/mm²*

Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "sottili" poste esternamente

A favore di sicurezza si è trascurato l'effetto tirante dovuto a $F_{ax,Rk}$

Resistenza del solo elemento ligneo	$F_{v1,Rk}$=	63.57	kN
Resistenza dell'elemento ligneo e del bullone	$F_{v2,Rk}$=	42.27	kN
Resistenza minima di calcolo	$F_{sottile,Rd}$=	28.18	kN

Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "spesse" poste esternamente

A favore di sicurezza si è trascurato l'effetto tirante dovuto a $F_{ax,Rk}$

Resistenza del solo elemento ligneo	$F_{v3,Rk}$=	63.57	kN
Resistenza dell'elemento ligneo e del bullone	$F_{v4,Rk}$=	58.65	kN
Resistenza minima di calcolo	$F_{spessa,Rd}$=	39.10	kN

Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "intermedie" poste esternamente

A favore di sicurezza si è trascurato l'effetto tirante dovuto a $F_{ax,Rk}$

Resistenza minima di calcolo	$F_{inter,Rd}$=	30.91	kN
Capacità portante dell'unione acciaio-legno	**$F_{wood,Rd}$=**	**30.91**	**kN**
Numero di bulloni	n_b=	**5**	
Capacità portante del collegamento	**$F_{coll,Rd}$=**	**309.11**	**kN**

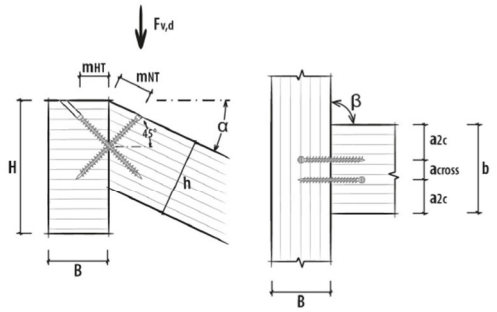
La verifica del collegamento risulta quindi verificato dal momento che:

$$F_{coll,Rd} = 309{,}11\ kN > F_{forch.} = 265\ kN$$

13.2.3. Collegamento arcarecci

Gli arcarecci di copertura risultano vincolati a taglio alla trave principale mediante una coppia di viti tipo "VGZ11x250" e si riporta di seguito la verifica condotta mediante il software "My Project 5.40" distribuito dalla Rothoblaas.

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ



VGZ - Connettore tutto filetto a testa cilindrica 11x250 mm (cod. VGZ11250)
Numero di coppie di connettori = 1 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.40
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	12.00 kN
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	1680 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL28h (omogeneo)
Base trave secondaria	b	=	160 mm
Altezza trave secondaria	h	=	200 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL28h (omogeneo)
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	α	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	β	=	0.00 °
Numero di coppie di connettori		=	1
DATI VITE:			
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	11.0 mm
Diametro gambo	ds	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	d2	=	6.6 mm
Diametro testa	dk	=	13.5 mm
Lunghezza vite	Lv	=	250 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	240 mm

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:		=	
Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	12.00 kN
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	1680 mm
Tipo legno trave principale		=	GL28h
Base trave secondaria	b	=	160 mm
Altezza trave secondaria	h	=	200 mm
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	α	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	β	=	0.00 °
Tipo legno trave secondaria		=	GL28h
		=	
TIPO CONNETTORE:	vite VGZ	=	11x250
Diametro filetto (nominale)	df	=	11.0 mm
Diametro gambo	dg	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	dn	=	6.6 mm
Diametro testa	dh	=	13.5 mm
Lunghezza vite	lv	=	250 mm
Lunghezza filetto	lf	=	240 mm
GEOMETRIA CONNESSIONE:		=	
Numero di coppie di connettori		=	1
Angolo di inserimento viti		=	45.00 °
Viti su trave principale:		=	
Quota di montaggio su trave principale	mHT	=	92 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	130 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	110 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	125 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	110 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave principale	γ2,p	=	90.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave secondaria	γ2,s	=	45.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave principale	Fax,Rk,3	=	16.54 kN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave secondaria	Fax,Rk,4	=	16.54 kN
Viti su trave secondaria:		=	
Quota di montaggio su trave secondaria	mNT	=	92 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	130 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	110 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	125 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	110 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave secondaria	γ1,s	=	45.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave principale	γ1,p	=	90.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave secondaria	Fax,Rk,1	=	16.54 kN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave principale	Fax,Rk,2	=	16.54 kN
ELEMENTO PIÙ SOLLECITATO:		=	
Forza totale generata dal taglio lungo asse viti	Fax,d,tot	=	8.49 kN
Numero efficace	nef	=	1.0
Resistenza caratteristica totale ad estrazione	Fax,Rk	=	16.54 kN
Resistenza caratteristica totale ad instabilità viti nel legno	Fki,Rk	=	21.07 kN
Resistenza di design totale ad estrazione	Fax,Rd	=	10.63 kN
Resistenza caratteristica a taglio verticale	Fv,Rk	=	23.39 kN
Resistenza di design a taglio verticale dell'intero collegamento	Fv,Rd	=	15.03 kN
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.80 VERIFICATO
VERIFICA A TAGLIO TRAVE SECONDARIA:		=	
Altezza efficace (vincolata)	hef	=	180 mm
Altezza non vincolata (al di sotto delle viti)	hint	=	20 mm
Coefficiente kcr	kcr	=	0.67
base efficace	bef	=	107 mm
Coefficiente di riduzione	kv	=	1.00
Tensione a taglio in hef	τ	=	0.93 N/mm²
Resistenza di design a taglio del legno	fv,d	=	2.33 N/mm²
Verifica tensione a taglio trave secondaria		=	0.40 VERIFICATO
Verifica tensione a taglio solo hef		=	0.40 VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

13.2.4. Barre incollate di controvento

I controventi di copertura per essere fissati alle travature principali necessitano di una barra M24 cl. 8.8 incollata all'interno dell'elemento per una lunghezza di almeno 70 cm. Si riporta di seguito la verifica a sfilamento della barra incollata all'elemento ligneo con adesivo epossidico bicomponente tipo XEPOX in accordo alle indicazioni contenute nella DIN 1052:2008 e nella CNR DT 207:2018.

BARRA INCOLLATA

ELEMENTO : **BARRA INCOLLATA**

MATERIALI UTILIZZATI

Legno

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	**28.00**	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	**22.30**	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	**0.50**	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	**28.00**	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	**2.50**	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	**3.50**	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	**1.20**	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	**12600.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	**10500.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	**300.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	**250.00**	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	**650.00**	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	**540.00**	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	**65.00**	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	**54.00**	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	**425.00**	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	**460.00**	kg/m^3
Coefficiente correttivo della resistenza	k_{mod}=	**1.1**	
Coefficiente di sicurezza del legno (per le unioni)	γ_M=	**1.5**	
Resistenza di calcolo a flessione	$f_{m,d}$=	**20.53**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,d}$=	**16.35**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,d}$=	**0.37**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,d}$=	**20.53**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,d}$=	**1.83**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{v,d}$=	**2.57**	N/mm^2

Bulloni

Resistenza ultima caratteristica a trazione dell'acciaio	$f_{u,k}$=	**800.0**	N/mm^2
Coefficiente riduttivo del taglio in funzione della classe del bullone	α_v=	**0.6**	
Coefficiente di sicurezza dei bulloni	γ_{M2}=	**1.25**	

GEOMETRIA DEL COLLEGAMENTO

Trave

Altezza della sezione	h_b=	**240**	*mm*
Larghezza della sezione	t_2=	**200**	*mm*

Barra incollata

Diametro barra	d =	**30**	*mm*
Area della porzione filettata del gambo del bullone	A_{res}=	561	mm^2
Lunghezza di incollaggio della barra	l_{ad}=	**1000**	*mm*
Area efficace di rottura del legno	A_{eff}=	32400	mm^2
Resistenza caratteristica a taglio dell'incollaggio	$f_{v,k}$=	2.00	N/mm^2
Resistenza di progetto a taglio dell'incollaggio	$f_{v,d}$=	1.47	N/mm^2

RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO

Barra incollata

Rottura della barra d'acciaio	$R_{ax1,d}$=	359.04	*kN*
Rottura dell'interfaccia legno-adesivo	$R_{ax2,d}$=	138.23	*kN*
Rottura lato legno	$R_{ax3,d}$=	529.85	*kN*
Resistenza a trazione della barra incollata	$R_{ax,d}$=	**138.23**	**kN**

14. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

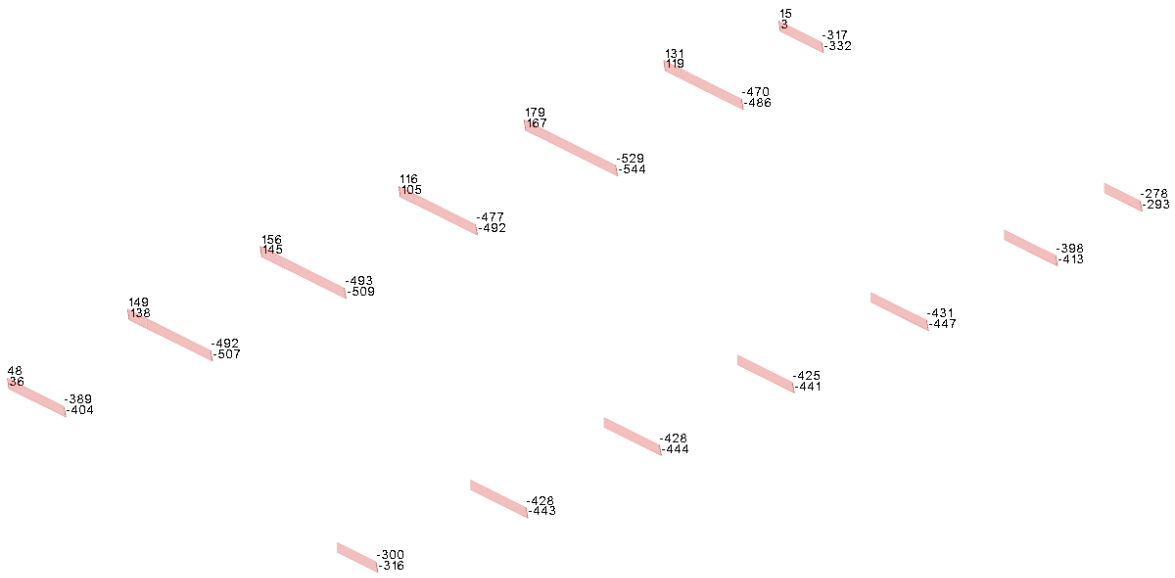
14.1. Pali di fondazione

Tutti i pali di fondazione sono pali realizzati con tecnologia CFA dal diametro teorico di 100 cm e armati con $22\emptyset26$ longitudinali e spirale $\emptyset10/15$ cm.

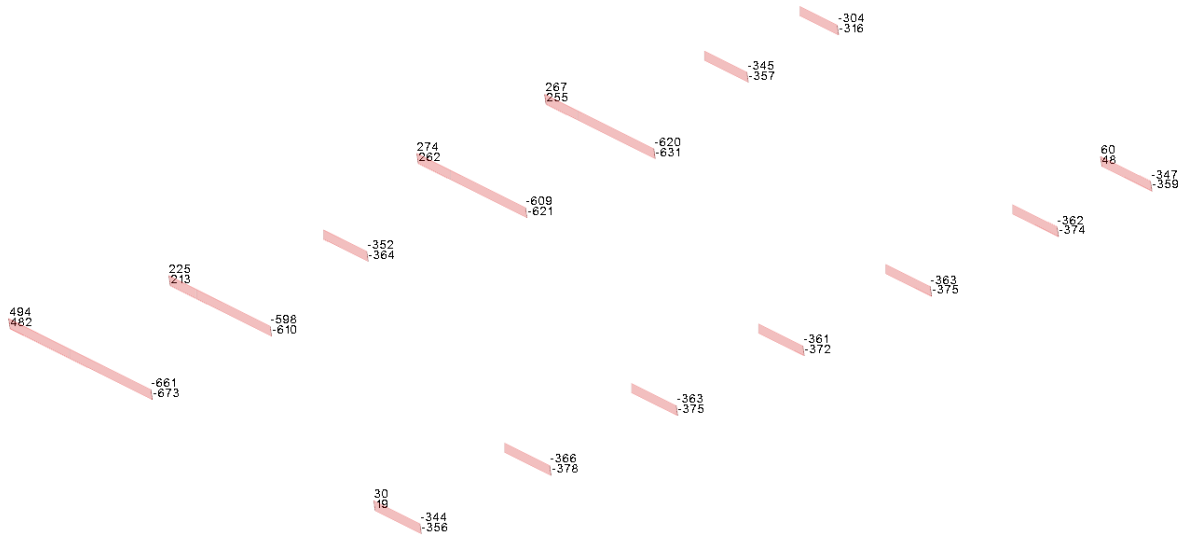
Le verifiche geotecniche sono riportate nella relazione specialistica allegata al progetto, mentre le verifiche strutturali sono riportate di seguito.

Si riportano inizialmente le sollecitazioni massime determinate mediante l'utilizzo del modello di calcolo.

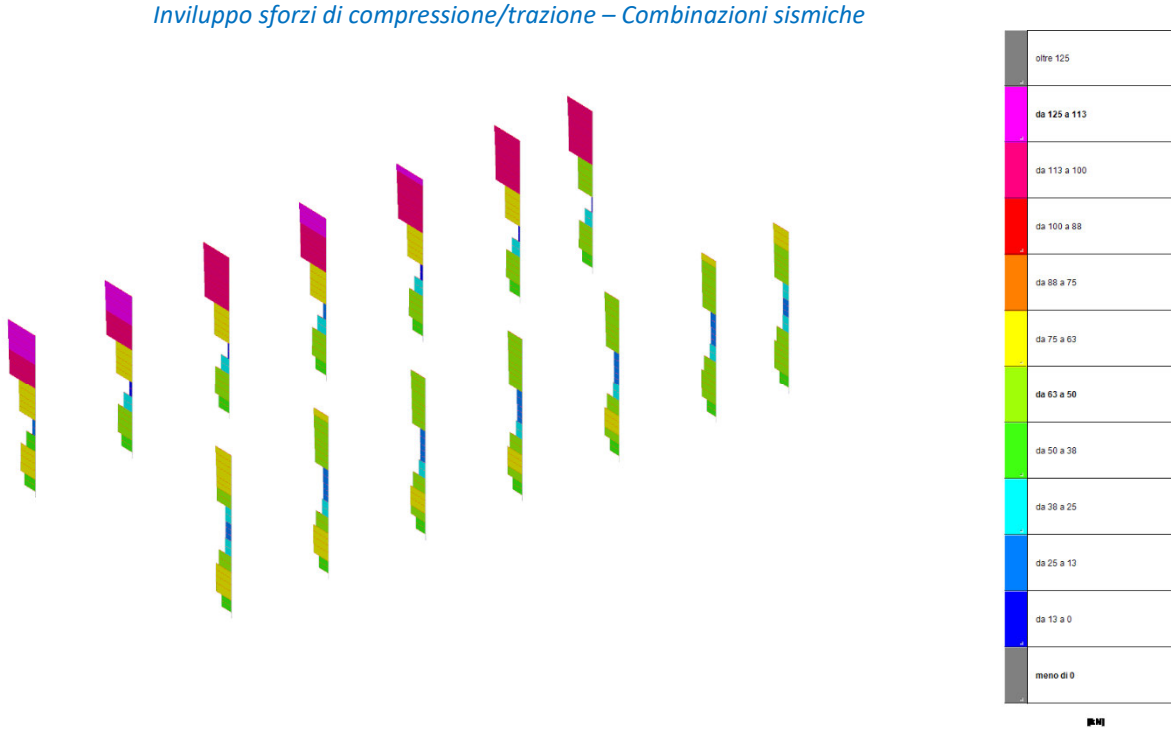
Per le sollecitazioni di trazione e compressione si riportano gli inviluppi degli sforzi in testa al palo, considerando che gli sforzi di compressione riportano il segno meno.



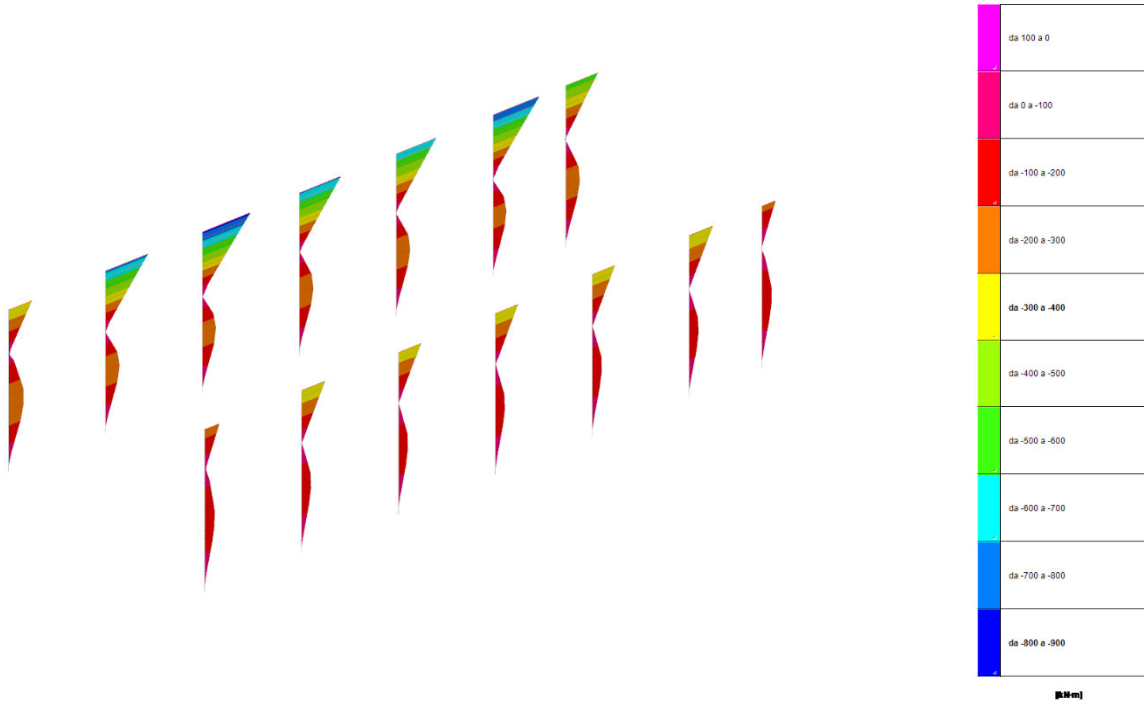
Inviluppo sforzi di compressione/trazione – Combinazioni statiche



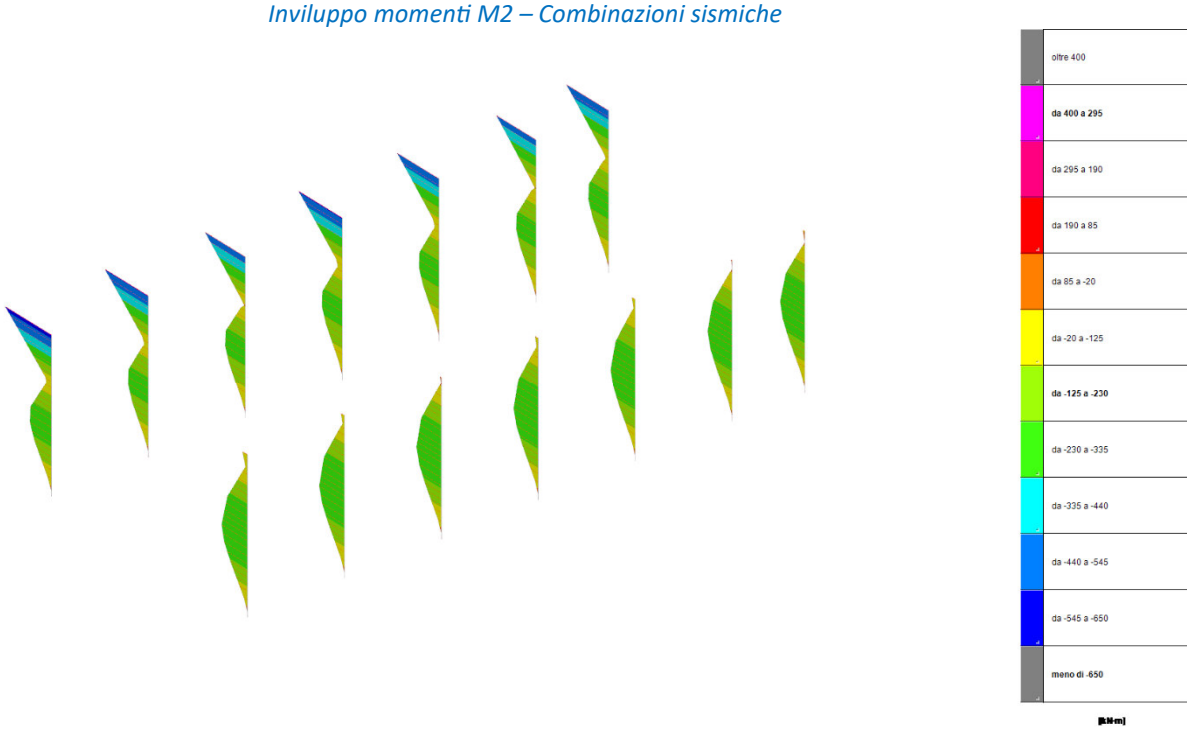
Inviluppo sforzi di compressione/trazione – Combinazioni sismiche



Inviluppo sforzi di taglio – Combinazioni sismiche



Inviluppo momenti M2 – Combinazioni sismiche



Inviluppo momenti M3 – Combinazioni sismiche

Per semplicità di lettura si riporta una tabella riepilogativa con le sollecitazioni utilizzate ai fini delle verifiche.

Compressione massima SLU	544 kN
Compressione massima SLV	673 kN
Trazione massima SLU	179 kN
Trazione massima SLV	494 kN
Taglio massimo SLV	125 kN
Momento M2 massimo SLV	900 kN m
Momento M3 massimo SLV	650 kN m

Le verifiche di capacità portante nei confronti di sforzi normali e tagli sono riportate nella relativa relazione specialistica.

Si procede di seguito con la verifica a taglio e a momento della sezione circolare in cemento armato.

La verifica a taglio viene condotta con un foglio di calcolo, se ne riporta un estratto di seguito.

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : PALO D1000

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1.5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0.85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18.1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9.1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1.15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391.3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**80**	mm
Altezza utile	d =	920	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**26**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**22**	
Area totale acciaio	As	116.7	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	1.49%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**10**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**15**	cm

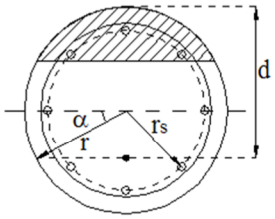
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**125**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

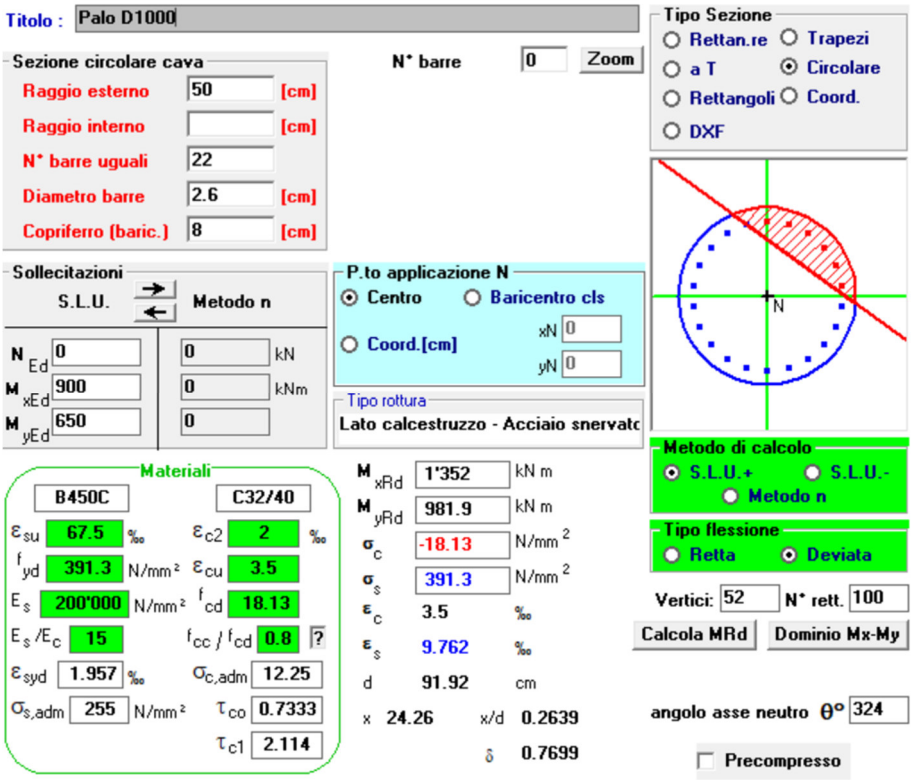
Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	42	cm
	sen(α)=	0.535	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0.56	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6466	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	77	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	10.46667	cm^2/m
Altezza sezione	d=	77	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	707	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1820	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**707**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	125	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.18**	**OK**

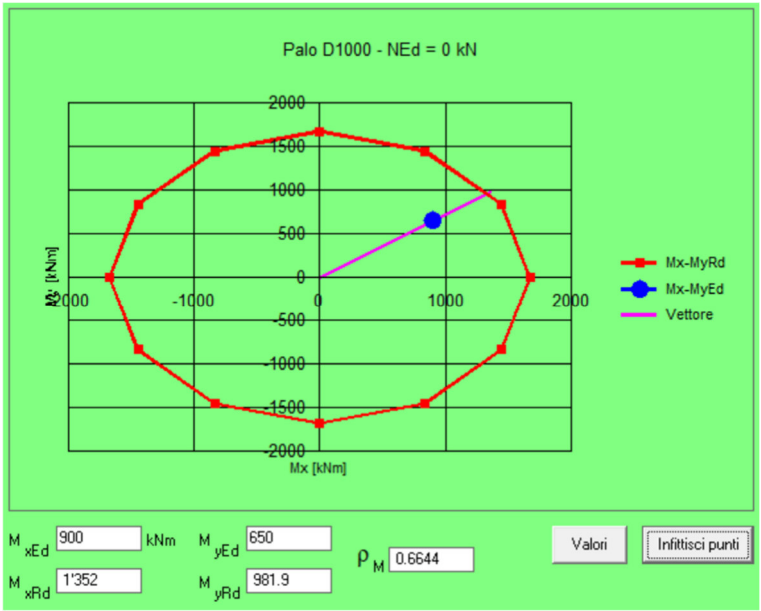


Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	80	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	10.46667	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	72	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	662	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1820	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**662**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	125	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.19**	**OK**

Per la verifica flessionale del palo di fondazione si utilizza il software VCASlu per la verifica di sezioni circolari in cemento armato. Se ne riporta di seguito l'estratto, ipotizzando i due massimi momenti agenti concomitanti a favore di sicurezza.





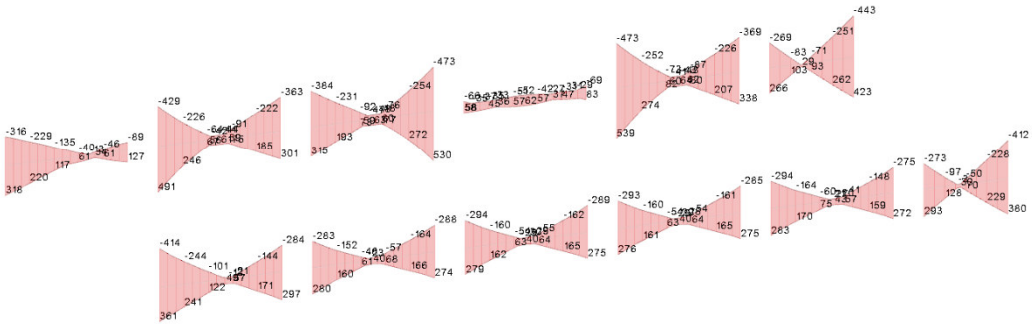
14.2. Travi di fondazione

Le travi di fondazioni assolvono alla doppia funzione di irrigidimento dei plinti per impedirne la rotazione e di collegamento tra gli stessi in modo da ottemperare ai requisiti del 7.2.5 dell'attuale normativa sul collegamento orizzontale tra elementi di fondazione. Le travi di progetto sono a sezione rettangolare 80x80 cm.

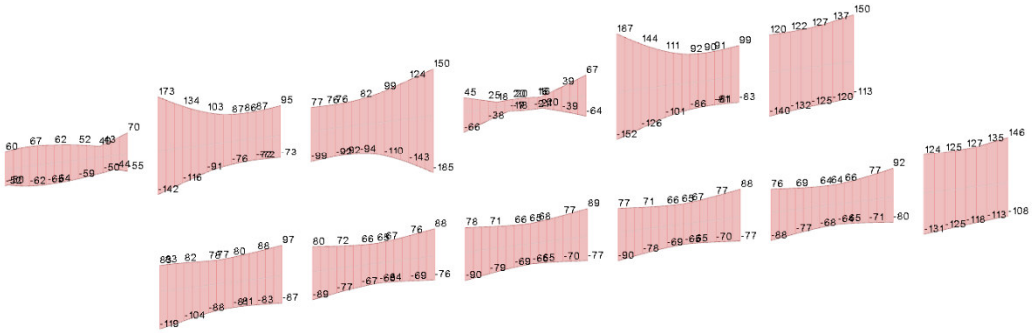
14.2.1. Trave TR01

La tipologia TR01 collega i plinti in direzione longitudinale e risulta armata con $5\emptyset 24$ correnti sia superiormente che inferiormente e doppie staffe $\emptyset 10$ a passo 20 cm.

Si riporta di seguito il grafico di inviluppo delle principali sollecitazioni di momento flettente e taglio agenti.



Inviluppo momenti flettenti M3



Inviluppo sollecitazioni taglianti

Le sollecitazioni massime per la verifica delle travature si assumono pari a:

$$M_{Ed} = 473\ kN\ m \qquad V_{Ed} = 187\ kN$$

Si riportano di seguito le verifiche effettuate mediante l'utilizzo del foglio di calcolo per la verifica di sezioni rettangolari soggette a taglio e flessione.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A.

ELEMENTO : TR01

Normativa

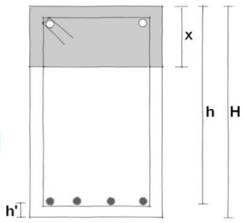
Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente acciaio	γ_S =	**1.15**	
coefficiente calcestruzzo	γ_C =	**1.50**	

Materiali

Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo		**C32/40**	
resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
resistenza caratteristica a compressione ciclindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
valore di resistenza a trazione media	f_{ctm} =	3.02	*N/mm²*
resistenza a compressione di progetto	f_{cd} =	18.13	*N/mm²*
peso specifico calcestruzzo armato	γ_C =	**25.0**	*kN/m³*



Acciaio armature

tipo di acciaio		**B450C**	
valore caratteristico di resistenza a trazione	f_{yk} =	450	*N/mm²*
valore di progetto della resistenza a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*

Sollecitazioni

momento flettente SLU	M_{Ed} =	**473**	*kNm*
sforzo di Taglio SLU	V_{Ed} =	**187**	*kN*

Geometria

altezza sezione	H =	**80**	*cm*
copriferro	c =	**5.5**	*cm*
altezza utile	d =	75	*cm*
larghezza sezione	B =	**80**	*cm*

Armature

Armatura longitudinale tesa

numero ferri/diametro		**n°**		**ϕ**		
area armatura	A_{ft} =	**5**		**24**	=	**22.61** *cm²*
		-		**-**		

armatura minima tesa $A_{s,min} = (0.26 \cdot f_{ctm} \cdot B \cdot d)/f_{yk}$ = 10.4 *cm²*

$A_{ft} \geq A_{s,Min}$ → **22.6** *cm²* > **10.4** *cm²* *ratio: 0.46* **OK**

Armatura longitudinale compressa

numero ferri/diametro		**n°**		**ϕ**		
area armatura	A_{fc} =	**5**		**24**	=	**22.61** *cm²*
		-		**-**		

Armatura trasversale a taglio (staffe)

n. bracci	nb=	**4**		bracci		
diametro/passo		**ϕ**		**s**		
area armatura a metro	A_s =	**10**	/	**20**	=	**15.70** *cm²/m*
armatura minima a taglio	$A_{st,min} = 1.5 \cdot b$ =	12		*cm²/m*		

$A_s \geq A_{st,min}$ → **15.70** *cm²* > **12.0** *cm²* *ratio: 0.76* **OK**

Peso totale armature

kg armatura per m³ **55** *kg/m³* *escluse staffe

Verifiche

Flessione

momento resistente $M_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_{ft}$ = **593** *kNm*

$M_{Ed}/M_{Rd} \leq 1$ → **0.80** < **1.0** *ratio: 0.80* **OK**

Taglio

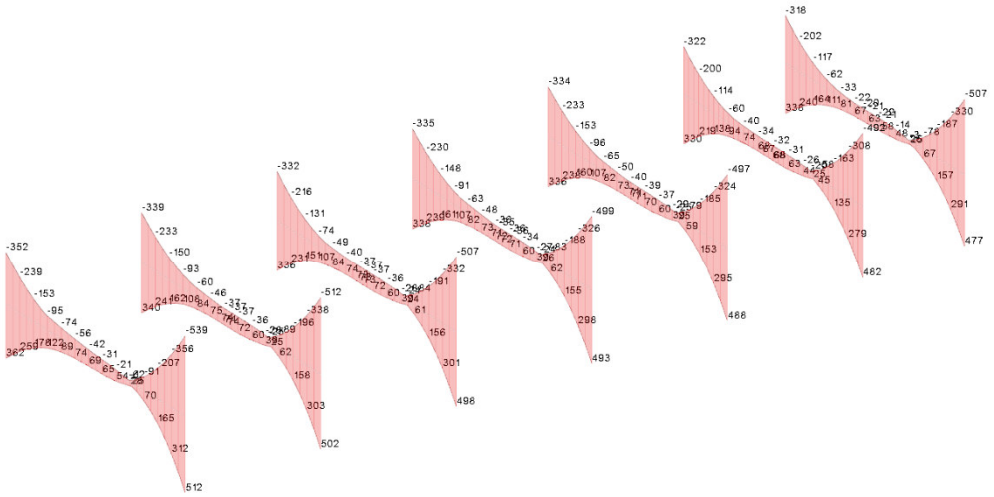
coefficiente k	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ =	2.0		
rapporto geometrico armatura long. tesa	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ =	0.004		
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ =	**0**	*MPa*	
$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ =		0.56	*MPa*	
taglio resistente senza staffe	V_{Rd} =	**334**	***kN***	≥ V_{Rd} *ratio: 0.56* **OK**
				Staffe non necessarie

area Staffe (1 braccio)	ϕ =	10	*mm*	A_s	=	**0.79** *cm²*
passo staffe	s =	20	*cm*			
angolo di inclinazione armatura trasversale	α =	**90**	°			
cedimento simultaneo cls e acciaio ($V_{RSd} = V_{Rcd}$)	sinθ =	0.29				
angolo di inclinazione biella compressa	21.6° < θ < 45° =	21.8	°			
resist. di porgetto a compres. ridotta cls d'anima	$v \cdot f_{cd}$ =	9.07	*N/mm²*	con v = 0.5		
coeff maggiorativo	α_c =	1				
resistenza a "taglio trazione"	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha$ =	514.9	*kN*			
resistenza a "taglio compr."	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2\theta)$ =	1676.9	*kN*			
taglio resistente con staffe ϕ 10/20	V_{Rd} =	**515**	***kN***	≥ V_{Sd} *ratio: 0.36* **OK**		

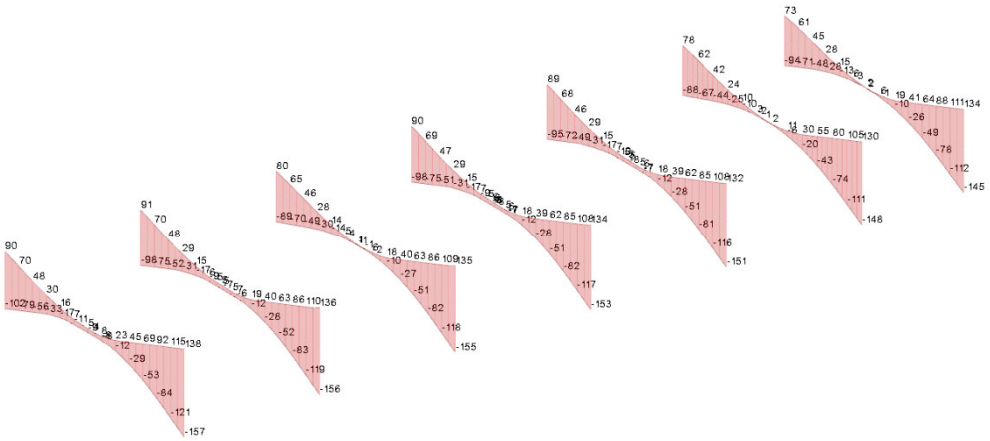
14.2.1. Trave TR02

La tipologia TR02 collega i plinti in direzione trasversale e risulta armata con 5Ø24 correnti sia superiormente che inferiormente e doppie staffe Ø10 a passo 20 cm.

Si riporta di seguito il grafico di inviluppo delle principali sollecitazioni di momento flettente e taglio agenti.



Inviluppo momenti flettenti M3



Inviluppo sollecitazioni taglianti

Le sollecitazioni massime per la verifica delle travature si assumono pari a:

$$M_{Ed} = 540\ kN\ m \qquad V_{Ed} = 138\ kN$$

Si riportano di seguito le verifiche effettuate mediante l'utilizzo del foglio di calcolo per la verifica di sezioni rettangolari soggette a taglio e flessione.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A.

ELEMENTO : TR02

Normativa

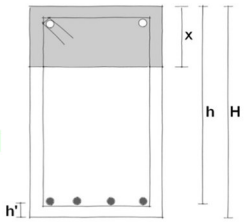
Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente acciaio	γ_S =	**1.15**	
coefficiente calcestruzzo	γ_C =	**1.50**	

Materiali

Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo		**C32/40**	
resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
resistenza caratteristica a compressione ciclindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
valore di resistenza a trazione media	f_{ctm} =	3.02	*N/mm²*
resistenza a compressione di progetto	f_{cd} =	18.13	*N/mm²*
peso specifico calcestruzzo armato	γ_C =	**25.0**	*kN/m³*



Acciaio armature

tipo di acciaio		**B450C**	
valore caratteristico di resistenza a trazione	f_{yk} =	450	*N/mm²*
valore di progetto della resistenza a trazione	f_{yd} =	391	*N/mm²*

Sollecitazioni

momento flettente SLU	M_{Ed} =	**540**	*kNm*
sforzo di Taglio SLU	V_{Ed} =	**138**	*kN*

Geometria

altezza sezione	H =	**80**	*cm*
copriferro	c =	**5.5**	*cm*
altezza utile	d =	75	*cm*
larghezza sezione	B =	**80**	*cm*

Armature

Armatura longitudinale tesa

numero ferri/diametro		**n°**		**ϕ**		
area armatura	A_{ft} =	**5**		**24**	=	**22.61** *cm²*
		-		**-**		
armatura minima tesa	$A_{s,min} = (0.26 \cdot f_{ctm} \cdot B \cdot d)/f_{yk}$ =	10.4	*cm²*			
$A_{ft} \geq A_{s,Min}$ →	**22.6** *cm²*	>		**10.4** *cm²*	*ratio: 0.46*	**OK**

Armatura longitudinale compressa

numero ferri/diametro		**n°**		**ϕ**		
area armatura	A_{fc} =	**5**		**24**	=	**22.61** *cm²*
		-		**-**		

Armatura trasversale a taglio (staffe)

n. bracci	nb=	**4**		bracci		
diametro/passo		**ϕ**		**s**		
area armatura a metro	A_s =	**10**	/	**20**	=	**15.70** *cm²/m*
armatura minima a taglio	$A_{st,min} = 1.5 \cdot b$ =	12	*cm²/m*			
$A_s \geq A_{st,min}$ →	**15.70** *cm²*	>		**12.0** *cm²*	*ratio: 0.76*	**OK**

Peso totale armature

kg armatura per m³	**55**	*kg/m³*	*escluse staffe

Verifiche

Flessione

momento resistente	$M_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_{ft}$ =	**593**	*kNm*		
$M_{Ed}/M_{Rd} \leq 1$ →	**0.91**	<	**1.0**	*ratio: 0.91*	**OK**

Taglio

coefficiente k	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ =	2.0			
rapporto geometrico armatura long. tesa	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ =	0.004			
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ =	**0**	*MPa*		
$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ =		0.56	*MPa*		
taglio resistente senza staffe	V_{Rd} =	**334**	***kN***	≥ V_{Rd} *ratio: 0.41*	**OK**
				Staffe non necessarie	
area Staffe (1 braccio)	ϕ =	10	*mm*	A_s = **0.79** *cm²*	
passo staffe	s =	20	*cm*		
angolo di inclinazione armatura trasversale	α =	**90**	°		
cedimento simultaneo cls e acciaio ($V_{RSd} = V_{Rcd}$)	sinθ =	0.29			
angolo di inclinazione biella compressa	$21.6° < \theta < 45°$ =	21.8	°		
resist. di porgetto a compres. ridotta cls d'anima	$v \cdot f_{cd}$ =	9.07	*N/mm²*	con v = 0.5	
coeff maggiorativo	α_c =	1			
resistenza a "taglio trazione"	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sin\alpha$ =	514.9	*kN*		
resistenza a "taglio compr."	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2\theta)$ =	1676.9	*kN*		
taglio resistente con staffe ϕ 10/20	V_{Rd} =	**515**	***kN***	≥ V_{Sd} *ratio: 0.27*	**OK**

14.3. Plinti di fondazione

I plinti di fondazione possono considerarsi come un allargamento delle travi di fondazione in corrispondenza delle colonne in elevazione e poggiano direttamente sui pali di fondazione. I plinti si differenziano come dimensione e armatura a seconda che si riferiscano alle colonne frontali (più rigide) e alle colonne retrostanti.

14.3.1. Plinto PL01

Plinto di dimensione 200x350x80 cm relativo alle colonne retrostanti con gabbia di armatura diffusa superiore ed inferiore $\emptyset 20/20x20$ cm. Un ulteriore contributo di resistenza è offerto dalle armature longitudinali delle travi che attraversano il plinto stesso.

Si riportano di seguito i tabulati di verifica del plinto estratti dal software di calcolo utilizzato.

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (19; 22.5; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).
Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
956	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLV 7	-380.2417	0	-405.1338	0	1.0655	Si
914	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLV 11	-179.4571	0	-193.4011	0	1.0777	Si
910	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLV 7	-176.5709	0	-193.4011	0	1.0953	Si
914	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLV 5	174.9287	0	193.4011	0	1.1056	Si
910	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLV 9	172.6328	0	193.4011	0	1.1203	Si

Verifiche SLU EX flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
914	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLU EX FUOCO	-8.6314	0	-249.5832	0	28.9158	Si
956	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLU EX FUOCO	-16.7361	0	-510.4415	0	30.4994	Si
910	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLU EX FUOCO	-8.0095	0	-249.5832	0	31.1608	Si
911	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLU EX FUOCO	-12.9899	0	-510.4415	0	39.2953	Si
913	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLU EX FUOCO	-12.9892	0	-510.4415	0	39.2974	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
956	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLD 7	-230.892	0	-405.1338	0	1.7546	Si
956	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLD 9	191.7962	0	405.1338	0	2.1123	Si
914	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLD 3	-86.7538	0	-193.4011	0	2.2293	Si
910	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLD 7	-83.1293	0	-193.4011	0	2.3265	Si
913	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLD 11	-166.3483	0	-405.1338	0	2.4355	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
914	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLE RA 4	73.3142	0	-1242	19920	15	Si
910	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLE RA 4	72.0497	0	-1221	19920	15	Si

913	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLE RA 4	130.6376	0	-1107	19920	15	Si
911	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLE RA 4	127.2893	0	-1078	19920	15	Si
773	X	1	0.8	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE RA 2	121.7081	0	-1028	19920	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
914	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLE RA 4	73.3142	0	14484	360000	15	Si
910	X	0.5	0.8	0.000785	0.089	0.000785	0.089	SLE RA 4	72.0497	0	14235	360000	15	Si
913	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLE RA 4	130.6376	0	12905	360000	15	Si
911	X	1	0.8	0.001571	0.089	0.001571	0.089	SLE RA 4	127.2893	0	12574	360000	15	Si
773	X	1	0.8	0.001571	0.085	0.001571	0.085	SLE RA 2	121.7081	0	12147	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

***Nodo**: indice del nodo di verifica.*
***Dir.**: direzione della sezione di verifica.*
***B**: base della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***H**: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***A. sup.**: area barre armatura superiori. [m²]*
***C. sup.**: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]*
***A. inf.**: area barre armatura inferiori. [m²]*
***C. inf.**: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]*
***Comb.**: combinazione di verifica.*
***M**: momento flettente. [kN·m]*
***N**: sforzo normale. [kN]*
***Mu**: momento flettente ultimo. [kN·m]*
***Nu**: sforzo normale ultimo. [kN]*
***c.s.**: coefficiente di sicurezza.*
***Verifica**: stato di verifica.*
***σc**: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]*
***σlim**: tensione limite. [kN/m²]*
***Es/Ec**: coefficiente di omogenizzazione.*
***σf**: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]*

Per i dettagli delle armature fare sempre riferimento agli elaborati grafici corrispondenti.

14.3.2. Plinto PL02

Plinto di dimensione 200x625x80 cm relativo alle colonne frontali con armatura longitudinale $\emptyset 24/15$ cm superiore e inferiore, mentre in direzione trasversale $\emptyset 16/20$ cm ad esclusione della zona in corrispondenza della colonna che diventa $\emptyset 20/20$ cm sia superiormente che inferiormente. Un ulteriore contributo di resistenza è offerto dalle armature longitudinali delle travi che attraversano il plinto stesso.

Si riportano di seguito i tabulati di verifica del plinto estratti dal software di calcolo utilizzato.

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (19; -2.5; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).
Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
417	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLV 7	747.4509	0	750.343	0	1.0039	Si
418	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLV 11	737.1742	0	750.343	0	1.0179	Si
417	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLV 9	-722.6994	0	-750.343	0	1.0383	Si
418	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLV 5	-708.4787	0	-750.343	0	1.0591	Si
451	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLV 7	701.2884	0	750.343	0	1.0699	Si

Verifiche SLU EX flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
386	Y	1	0.8	0.002199	0.065	0.002199	0.065	SLU EX FUOCO	-10.8982	0	-704.4133	0	64.636	Si
444	Y	1	0.8	0.001931	0.065	0.001931	0.065	SLU EX FUOCO	-8.6752	0	-624.6602	0	72.0051	Si
417	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLU EX FUOCO	-12.6027	0	-931.2445	0	73.8926	Si
351	Y	1	0.8	0.001885	0.065	0.001885	0.065	SLU EX FUOCO	-6.9738	0	-610.825	0	87.5882	Si
341	X	0.5	0.8	0.001508	0.087	0.001508	0.087	SLU EX FUOCO	-5.2699	0	-463.3126	0	87.9164	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
417	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLD 9	-350.1936	0	-750.343	0	2.1427	Si
418	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLD 5	-342.4266	0	-750.343	0	2.1913	Si
417	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLD 7	332.5991	0	750.343	0	2.256	Si
418	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLD 11	328.1244	0	750.343	0	2.2868	Si
351	Y	1	0.8	0.001885	0.065	0.001885	0.065	SLD 7	-218.9381	0	-501.7331	0	2.2917	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
417	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-453.0217	0	-5787	19920	15	Si
418	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-446.9305	0	-5710	19920	15	Si
444	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-423.7313	0	-5413	19920	15	Si
451	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-414.1976	0	-5291	19920	15	Si
450	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-413.838	0	-5287	19920	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
417	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-453.0217	0	233264	360000	15	Si
418	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-446.9305	0	230127	360000	15	Si

444	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-423.7313	0	218182	360000	15	Si
451	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-414.1976	0	213273	360000	15	Si
450	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE RA 2	-413.838	0	213088	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	εsm	Δmax	Wd	Es/Ec	Verifica
417	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE FR 2	-100.4917	0	0.00015	0.523	0.000079	15	Si
418	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE FR 2	-97.8295	0	0.00015	0.523	0.000077	15	Si
444	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE FR 2	-92.1063	0	0.00014	0.523	0.000072	15	Si
451	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE FR 2	-90.9108	0	0.00014	0.523	0.000071	15	Si
450	X	1	0.8	0.003016	0.087	0.003016	0.087	SLE FR 2	-90.7494	0	0.00014	0.523	0.000071	15	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

***Nodo**: indice del nodo di verifica.*
***Dir.**: direzione della sezione di verifica.*
***B**: base della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***H**: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]*
***A. sup.**: area barre armatura superiori. [m²]*
***C. sup.**: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]*
***A. inf.**: area barre armatura inferiori. [m²]*
***C. inf.**: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]*
***Comb.**: combinazione di verifica.*
***M**: momento flettente. [kN·m]*
***N**: sforzo normale. [kN]*
***Mu**: momento flettente ultimo. [kN·m]*
***Nu**: sforzo normale ultimo. [kN]*
***c.s.**: coefficiente di sicurezza.*
***Verifica**: stato di verifica.*
***σc**: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]*
***σlim**: tensione limite. [kN/m²]*
***Es/Ec**: coefficiente di omogenizzazione.*
***σf**: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]*
***εsm**: deformazione unitaria media delle barre di armatura.*
***Δmax**: distanza massima tra le fessure. [m]*
***Wd**: valore di calcolo di apertura delle fessure. [m]*

Per i dettagli delle armature fare sempre riferimento agli elaborati grafici corrispondenti.